

7 Conception des ouvrages de fermeture



1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

SOMMAIRE du Chapitre 7

| | | |
|------------|--|-------------|
| 7.1 | Introduction | .937 |
| 7.1.1 | Définitions et sujets abordés | .938 |
| 7.1.2 | Méthodologie et critères de dimensionnement | .940 |
| 7.1.3 | Réparations, modernisation et maintenance d'ouvrages existants | .942 |
| 7.1.4 | Caractéristiques générales | .943 |
| 7.2 | Fermetures d'estuaires | .944 |
| 7.2.1 | Fonctions et études nécessaires | .944 |
| 7.2.2 | Types et fonctions des ouvrages à base d'enrochement pour les fermetures d'estuaires | .945 |
| 7.2.3 | Tracé en plan et choix de la méthode | .946 |
| 7.2.4 | Considérations générales concernant le dimensionnement de la section transversale | .948 |
| 7.2.4.1 | Conditions aux limites hydrauliques | .948 |
| 7.2.4.2 | Conditions aux limites et interactions géotechniques | .951 |
| 7.2.4.3 | Disponibilité des matériaux | .952 |
| 7.2.4.4 | Approvisionnement en matériaux | .952 |
| 7.2.4.5 | Aspects liés à la construction | .952 |
| 7.2.5 | Aspects du dimensionnement des fermetures instantanées spécifiques aux ouvrages | .953 |
| 7.2.5.1 | Caractéristiques générales du barrage anti-marée du fleuve d'Amtali (Bangladesh, 1982) | .953 |
| 7.2.5.2 | Données et conditions aux limites d'ensemble | .954 |
| 7.2.5.3 | Protection de fond | .954 |
| 7.2.5.4 | Seuil, interactions hydrauliques et construction | .954 |
| 7.2.5.5 | Phase finale de la fermeture | .955 |
| 7.2.6 | Aspects du dimensionnement des fermetures progressives spécifiques aux ouvrages | .956 |
| 7.2.6.1 | Caractéristiques générales et méthode de fermeture du barrage anti-marée à construction progressive du Tholense Gat (Pays-Bas, 1986) | .956 |
| 7.2.6.2 | Seuil | .958 |
| 7.2.6.3 | Protection du fond | .958 |
| 7.2.6.4 | Phase finale de la fermeture | .960 |
| 7.2.6.5 | Barrage de fermeture | .961 |
| 7.2.7 | Prise en compte de la construction dans la conception | .963 |
| 7.3 | Fermetures de rivières | .964 |
| 7.3.1 | Objectifs des fermetures de rivières | .964 |
| 7.3.2 | Caractéristiques des fermetures de rivières partielles et des batardeaux | .964 |
| 7.3.3 | Tracé en plan et choix de la méthode générale | .966 |
| 7.3.4 | Considérations générales relatives au dimensionnement de la section transversale | .967 |
| 7.3.5 | Aspects du dimensionnement spécifiques à l'ouvrage | .970 |
| 7.3.5.1 | Fermeture de rivières | .970 |
| 7.3.5.2 | Batardeaux | .973 |
| 7.3.6 | Caractéristiques de dimensionnement des fermetures horizontales de rivières | .975 |
| 7.3.7 | Caractéristiques de dimensionnement des fermetures verticales de rivières | .977 |
| 7.3.8 | Prise en compte de la construction dans la conception | .979 |

| | | |
|------------|---|-------------|
| 7.4 | Barrages-réservoirs | .979 |
| 7.4.1 | Fonctions des réservoirs | .979 |
| 7.4.2 | Ébauche et planification d'un projet de barrage-réservoir | .980 |
| 7.4.3 | Types de barrages et matériaux de construction utilisés | .980 |
| 7.4.4 | Barrages en terre | .981 |
| 7.4.5 | Barrages en enrochement | .982 |
| 7.5 | Barrages à vannes, seuils, barrages fluviaux et barrages de dérivation | .983 |
| 7.5.1 | Généralités | .983 |
| 7.5.2 | Barrages à vannes | .984 |
| 7.5.3 | Seuils | .985 |
| 7.5.4 | Barrages fluviaux | .987 |
| 7.5.5 | Barrages de dérivation | .988 |
| 7.6 | Modélisation relative au modèle d'écoulement, à l'affouillement et à la protection du fond | .989 |
| 7.7 | Références bibliographiques | .990 |

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

7 Conception des ouvrages de fermeture

Le **Chapitre 7** présente la conception des ouvrages de fermeture.

Données des autres chapitres:

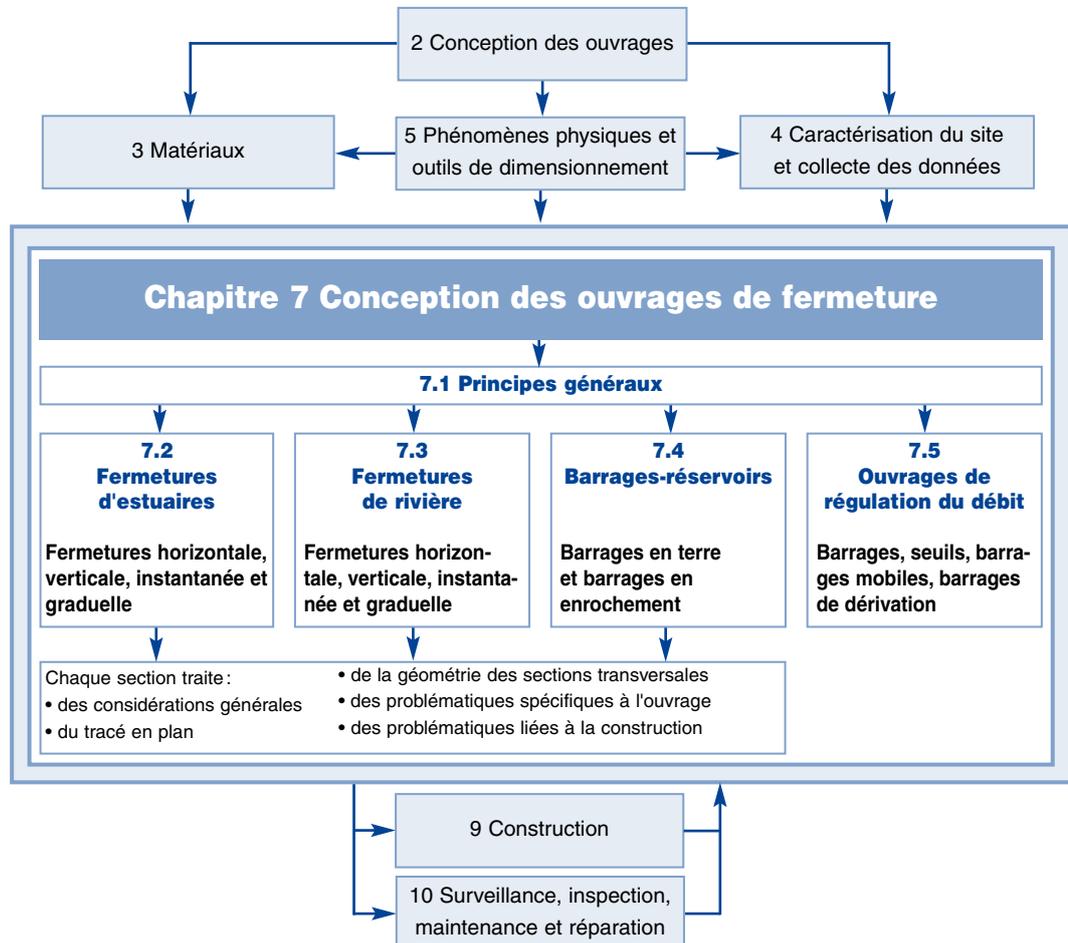
- **Chapitre 2** ⇒ Les **exigences de projet**
- **Chapitre 3** ⇒ Les **propriétés des matériaux**
- **Chapitre 4** ⇒ Les **conditions hydrauliques et géotechniques**
- **Chapitre 5** ⇒ Les **outils de dimensionnement**
- **Chapitre 9** ⇒ Les **méthodes de construction**
- **Chapitre 10** ⇒ Les **problématiques liées à la maintenance**

Résultats pour les autres chapitres:

- **Conception de l'ouvrage (coupe transversale et géométrie en plan)** ⇒ Chapitres 9 et 10.

NOTE: le processus de conception est **itératif**. Le lecteur est invité à **se référer au Chapitre 2** tout au long du cycle de vie de l'ouvrage pour se remémorer les problématiques importantes.

Ce logigramme indique où trouver l'information dans ce chapitre et les liens avec les autres chapitres. Il peut être utilisé en parallèle aux sommaires et à l'index pour naviguer dans le guide.



7.1 INTRODUCTION

Ce chapitre traite des aspects relatifs au dimensionnement des ouvrages de fermeture estuariens et fluviaux et de certains points particuliers pour les barrages-réservoirs et divers autres types d'ouvrages hydrauliques, comme le montre la Figure 7.1. Ce diagramme présente les liens existants entre les différentes sections de ce chapitre et les sections d'autres chapitres présentant un intérêt particulier pour les divers aspects liés au dimensionnement des ouvrages de fermeture. **Ce chapitre traite principalement des questions relatives aux fermetures**, et non de la situation après achèvement des travaux de fermeture. L'ouvrage de fermeture qui en résulte est comparable, du point de vue de sa stabilité d'ensemble mais aussi de la stabilité de sa carapace en enrochement (le cas échéant), aux autres ouvrages hydrauliques dans lesquels des enrochements ont été utilisés. Le lecteur trouvera des renvois à d'autres sections du guide présentant un intérêt pour les questions de stabilité des ouvrages de fermeture en enrochement après achèvement des travaux.

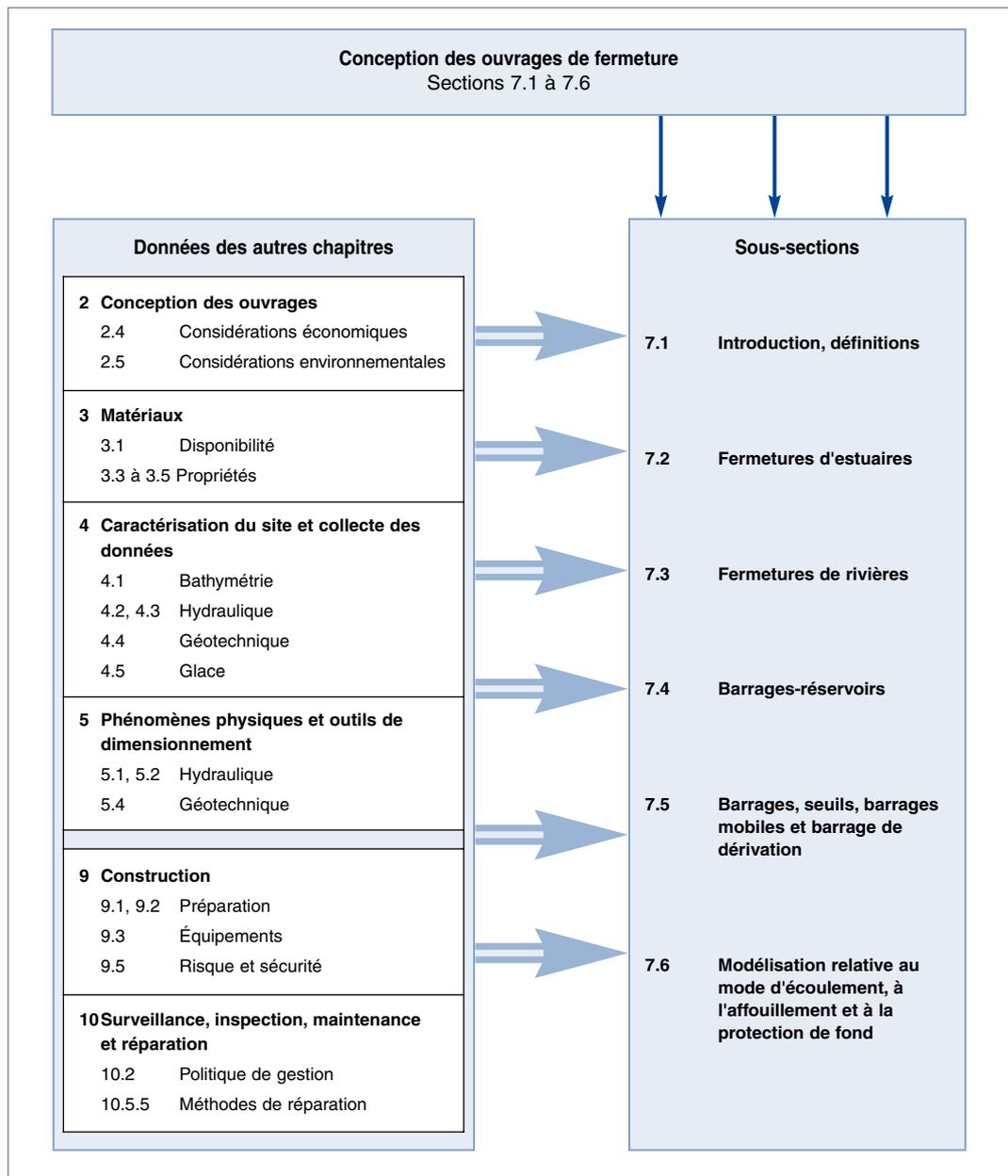


Figure 7.1 Logigramme indiquant les liens entre les sections de ce chapitre et les sections d'autres chapitres

7.1.1 Définitions et sujets abordés

Les ouvrages de fermeture se définissent généralement comme des ouvrages servant à effectuer et à maintenir la fermeture d'un bras de rivière, d'un estuaire ou de tout autre plan d'eau. Une fermeture peut être permanente (barrage-réservoir, barrage estuarien), partielle (barrage mobile) ou temporaire (batardeau). La caractéristique commune à tous les ouvrages de fermeture est que pendant la phase de fermeture, les vitesses du courant dans la passe augmentent progressivement et atteignent leur maximum juste avant que la fermeture ne soit achevée. Les vitesses deviennent nulles immédiatement après la fermeture totale de la passe. Il faut ensuite poursuivre les travaux pour accroître au maximum la résistance du barrage de fermeture ; cette consolidation finale du barrage n'est pas traitée dans le présent chapitre.

Pour les ouvrages de fermeture, il est essentiel de planifier et d'échelonner précisément le processus de construction en tenant compte des conditions aux limites hydrauliques et physiques.

Dans le cas d'une fermeture d'estuaire ou de rivière, cette fermeture peut être *progressive* ou *instantanée* du point de vue hydraulique. La fermeture instantanée est généralement effectuée en fermant les vannes des ouvrages permanents en béton ou temporaires.

La plupart des barrages pour lesquels il est nécessaire d'effectuer des travaux de fermeture sont conçus et construits dans l'un des buts suivants :

- retenir l'eau (p. ex. réservoir ou citerne d'irrigation) ;
- séparer deux plans d'eau (p. ex. séparer un estuaire de la mer) ;
- dévier une partie de l'eau d'un bras de rivière soit de façon permanente (p. ex. irrigation), soit de façon temporaire (p. ex. batardeau).

L'enrochement est utilisé dans les ouvrages de fermeture :

- pour la protection du fond, des berges ou du talus afin d'empêcher l'érosion due à l'attaque des courants ou de la houle ;
- pour le filtre ;
- pour le noyau, dans un barrage en enrochement zoné ou homogène ;
- lors de l'acte même de fermeture d'un estuaire ou d'une rivière.

Les structures en enrochement telles que les couches de protection et les couches filtres, les barrages de retenue, les seuils ou les barrages mobiles, ont en commun différents aspects liés aux phases de dimensionnement et de construction. Ainsi, on peut considérer les seuils et les barrages mobiles comme des étapes intermédiaires de construction d'un barrage de retenue. Il existe néanmoins des différences fondamentales dans la nature de ces ouvrages, selon qu'ils assureront une fonction permanente ou temporaire dans le cadre de la construction finale. Un **batardeau** peut assurer une fonction temporaire et être supprimé après achèvement des travaux, mais peut également faire partie intégrante du barrage-réservoir permanent. Il en va de même pour une fermeture d'estuaire, pour laquelle le barrage de fermeture lui-même est le plus souvent intégré dans le profil final du barrage estuarien.

Les sujets traités dans ce chapitre sont principalement consacrés aux aspects liés au dimensionnement des éléments en enrochement utilisés pour effectuer la fermeture ; le chapitre se consacre par conséquent à l'hydraulique propre à la construction des barrages-réservoirs, donc à la stabilité de l'enrochement lors des différentes étapes (pour les recommandations relatives à la stabilité géotechnique, se référer à la Section 5.4). À l'issue de la construction, les parements extérieurs peuvent consister en de l'argile, de la végétation, du bitume, et également des blocs de revêtement, de l'enrochement naturel ou même des blocs de béton, selon les conditions de dimensionnement retenues pour la durée de vie de l'ouvrage.

Le chapitre traite des aspects hydrauliques et des travaux en lien avec les enrochements composant la structure, et non de l'ouvrage dans son ensemble. Pour plus d'informations concernant le dimensionnement des barrages de fermeture en enrochement dans leur ensemble, ainsi que le dimensionnement des barrages en enrochement à parements en béton ou des barrages de stériles miniers, le lecteur peut se reporter à diverses publications du CIGB (Comité International des Grands Barrages, voir le site www.icold-cigb.org pour les publications les plus récentes). Le lecteur trouvera dans le présent guide les règles de dimensionnement relatives aux carapaces en enrochement de ce type de barrages.

Pour plus d'informations concernant le dimensionnement des protections contre l'action de la houle mises en place sur des barrages-réservoirs, le lecteur peut se reporter aux Sections 6.3, 8.2 et 8.3. La mise en place d'une carapace en enrochement sur un barrage dans le cas de fortes variations des hauteurs d'eau constitue un aspect de dimensionnement spécifique. Ce scénario ne fait l'objet d'aucune analyse spécifique distincte à la Section 8.2, mais le concepteur doit être conscient de cet aspect et en tenir compte lors du dimensionnement. Pour déterminer si la zone comprise entre en dessous de la hauteur d'eau minimale et au-dessus de la hauteur d'eau maximale doit être intégralement recouverte d'enrochement, il faut connaître l'échelle de variation des hauteurs d'eau dans le temps. Dans le cas de hauteurs d'eau influencées par la marée et les vagues, il est absolument nécessaire de tenir compte de ces effets. Le présent chapitre ne traite pas spécifiquement de ces aspects. Le lecteur peut se reporter à la Section 5.2.2 et y trouver des recommandations relatives à l'évaluation de la stabilité, ainsi qu'à la Section 6.3 qui propose des recommandations de dimensionnement générales pour la protection contre les vagues.

Dans ce chapitre, les ouvrages de fermeture sont classés selon leur fonction, mais aussi selon les conditions aux limites et la phase de construction qui leur sont associées.

On distingue ainsi différents types d'ouvrages de fermeture :

- barrages de fermeture estuariens ;
- barrages de fermeture de rivière ;
- barrages-réservoirs ;
- barrages à vannes, seuils, barrages fluviaux et barrages de dérivation.

Les couches de filtre et les couches de protection en enrochement assurent une fonction distincte dans la plupart de ces ouvrages.

Les paragraphes suivants proposent une définition des ouvrages mentionnés dans ce chapitre.

- les **barrages de fermeture** sont des ouvrages conçus à l'origine pour arrêter l'écoulement d'eau, mais également, dans certains cas, pour servir de barrages de retenue temporaires destinés à protéger un site sur lequel on va construire en cale sèche un barrage ou tout autre ouvrage de grandes dimensions (p. ex. vanne, barrage, station de pompage-drainage, écluse de navigation) ;
- les **barrages-réservoirs** sont des ouvrages en béton, en maçonnerie, en terre ou en enrochement servant à retenir un plan d'eau ou à séparer deux plans d'eau de façon permanente ;
- dans ce guide, les **barrages à vannes** (ou à portes, p. ex. anti-tempête et anti-marée) se définissent comme des ouvrages normalement laissés ouverts. Ils sont refermés pendant les périodes où les niveaux d'eau dépassent des valeurs seuils et ils jouent alors le rôle de barrages-réservoirs ;
- les **seuils** sont des ouvrages peu élevés, qui peuvent parfois être submergés ;
- les **barrages fluviaux** sont le plus souvent des ouvrages de hauteur modérée, qui permettent à un débit spécifique prédéterminé de passer par-dessus l'ouvrage ou, dans le cas de structures dotées d'éléments mobiles, généralement appelées barrages mobiles, à travers la structure lorsque les éléments sont actionnés. Tout comme les déversoirs et les ouvrages de vidange (voir ci-dessous), les barrages fluviaux servent à contrôler le débit et/ou les hauteurs d'eau ;

- les **barrages de dérivation** sont semblables aux barrages fluviaux, à cela près qu'ils sont plus hauts et plus courts, et ne sont jamais munis de vannes. La fonction d'un barrage de dérivation est généralement de dévier un cours d'eau pour contourner le site d'un barrage en construction;
- les **déversoirs** et les ouvrages de vidange sont des ouvrages par-dessus lesquels ou à travers lesquels sont rejetés les débits de crue;
- les **atardeaux** sont des ouvrages étanches provisoires encerclant tout ou partie du site de construction de façon à ce que les travaux puissent avoir lieu au sec.

7.1.2 Méthodologie et critères de dimensionnement

La Section 2.3.3 propose une méthodologie de dimensionnement générale applicable, entre autres, aux ouvrages de fermeture. La Figure 7.2 présente cette méthodologie de façon plus détaillée pour ce qui est des aspects de dimensionnement spécifiques aux ouvrages de fermeture.

La sécurité est le premier critère de dimensionnement des ouvrages de fermeture. Ce critère de sécurité, généralement exprimé sous la forme d'une probabilité de rupture, est déterminé **(a) pour la phase de construction** et **(b) pour la durée de vie de l'ouvrage**. Ces deux périodes (a) et (b) s'appliquent normalement aux ouvrages de fermeture et à leurs parties constitutives spécifiques à base d'encrochements. Toutefois, dans le cas d'un atardeau en encrochement destiné à fermer un estuaire uniquement pendant la phase de construction, seule la période (a) s'applique. La probabilité de rupture peut être définie :

- d'après des critères économiques;
- d'après des critères de sécurité spécifiques au site ou acceptables d'un point de vue psychologique;
- d'après des normes ou règlements nationaux.

En règle générale, on utilise ces deux derniers critères pour les ouvrages permanents, tandis que les critères économiques jouent un rôle central dans la définition des probabilités de rupture relatives à des ouvrages temporaires tels que certains barrages estuariens, les atardeaux ou les dérivations provisoires. Après avoir défini la probabilité de rupture pour l'intégralité de l'aménagement, on détermine la probabilité de rupture relative à chaque élément pour chacune des phases de construction à l'aide d'un arbre de défaillances et des mécanismes de rupture connus. La sélection des conditions de dimensionnement adéquates est abordée à la Section 2.3.3.2. Les états-limites ultimes et les états-limites de service devront être considérés (se reporter à la Section 5.4.2).

Pour chaque ouvrage à construire, l'étape de dimensionnement doit comprendre une évaluation du risque. Cette évaluation doit analyser tous les incidents possibles et leurs conséquences éventuelles, ainsi que leur probabilité sur un site donné.

Le processus de dimensionnement doit au moins tenir compte des aspects suivants :

- fiabilité des données de dimensionnement utilisées, y compris la bathymétrie, les hauteurs d'eau maximales, le type d'hydrogramme, les débits fluviaux et les courants de marée, les courbes de dépassement, la houle et le vent (voir la Section 4.2), les caractéristiques géotechniques (voir les Sections 4.5 et 5.4) ou encore la profondeur d'affouillement prévue (voir les Sections 5.2.2.9 et 5.2.3);
- fiabilité de l'estimation des phénomènes physiques supposés se produire, d'après des formules utilisées et les essais sur modèles effectués, y compris la réponse hydraulique et structurale, les affouillements ou les interactions géotechniques (voir les Sections 5.2.3, 5.3 et 5.4);
- données de dimensionnement et phénomènes physiques relatifs aux étapes intermédiaires de la construction, y compris les courants, le modèle d'écoulement en 3D ou l'influence des saisons;
- contraintes éventuelles relatives à la disponibilité de la main-d'œuvre, des matériaux et des équipements, aux variations saisonnières des débits fluviaux et au marnage (Section 9.3.6);
- mécanismes de rupture envisageables pour les ouvrages achevés en partie ou en totalité;
- conséquences d'une maintenance insuffisante (Chapitre 10).

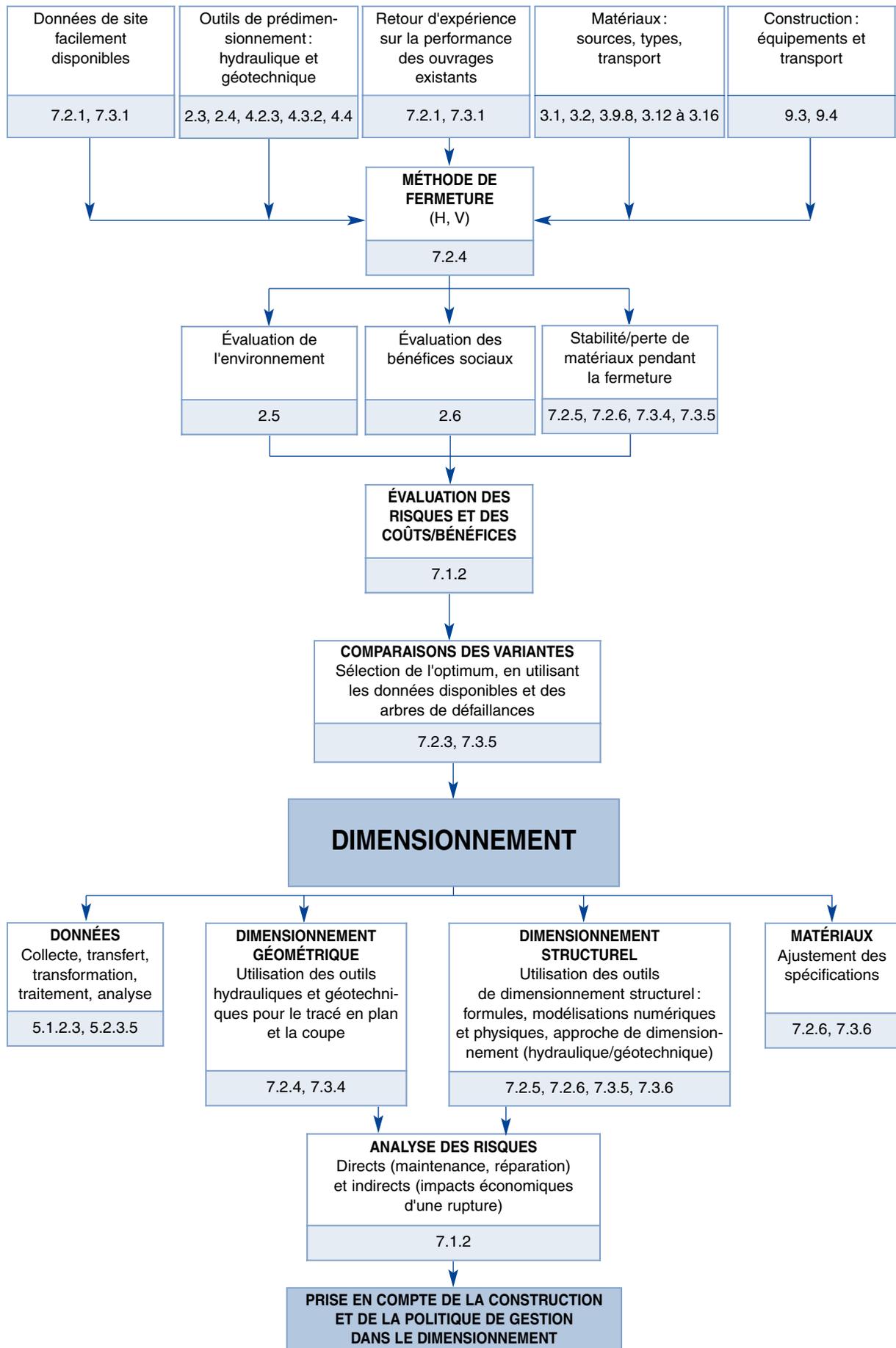


Figure 7.2 Diagramme de dimensionnement des ouvrages de fermeture

7.1.3 Réparations, modernisation et maintenance d'ouvrages existants

Les ouvrages de fermeture sont souvent des ouvrages temporaires. Cela vaut notamment pour les fermetures d'estuaires: une fois les travaux achevés, l'ouvrage de fermeture lui-même devient le point de départ de la construction d'une nouvelle digue maritime. Par conséquent, la maintenance de l'ouvrage de fermeture lui-même ne sera pas nécessaire, bien que le revêtement en enrochement de la digue maritime finale doit être entretenu et, au besoin, recalibré (voir la Section 6.3.3 concernant le dimensionnement des revêtements, et les Sections 6.3.7, 6.3.8 et 10.5 pour la maintenance, les réparations et la modernisation).

Les ouvrages de fermeture en rivière sont souvent transformés en barrages-réservoirs. La maintenance et/ou le recalibrage de l'enrochement lui-même peut/peuvent ne pas concerner les barrages-réservoirs en enrochement. Le cas échéant, la maintenance doit être effectuée sur les carapaces du barrage, notamment autour du niveau de l'eau; elle est donc comparable à la maintenance effectuée sur les ouvrages fluviaux (voir la Section 8.2).

Le dimensionnement d'un ouvrage nécessite de parvenir à un équilibre entre les coûts constants/récurrents induits par l'inspection et la maintenance, et les coûts initiaux d'immobilisation du capital liés au projet; à cet effet, il est nécessaire d'élaborer un programme d'inspection et de maintenance (voir également les Chapitres 2 et 10). Ce programme doit être considéré dès l'étape de dimensionnement, de façon à ce que ce dernier puisse être adapté aux procédures d'inspection et de maintenance, ou inversement. Par exemple, une fois la construction de l'ouvrage achevée, les procédures d'inspection et de maintenance doivent être réalisables. Si la conception d'un ouvrage empêche les procédures d'inspection et de maintenance post-construction, alors le dimensionnement doit avoir une faible probabilité de rupture.

L'élaboration d'un programme d'inspection et de maintenance nécessite de prendre en compte les mécanismes de rupture éventuels de la fermeture après l'achèvement de la construction :

- effondrement inattendu d'un barrage dont la structure à base d'enrochement fait partie intégrante:
 - glissement d'un barrage le long de plans de rupture dans le sous-sol, par exemple du fait d'une baisse rapide de la hauteur d'eau dans une rivière ou un réservoir, ou d'une fosse d'affouillement au pied d'un talus,
 - liquéfaction d'origine sismique ou baisse rapide des hauteurs d'eau,
 - rupture des transitions;
- effondrement inattendu d'une couche de protection du fond:
 - dommage induit par la navigation (p. ex. pieds de pilote négatifs, ancres draguant le fond, jets d'hélices),
 - attaque d'une forte houle ou de courants importants,
 - affouillement au niveau de l'extrémité, suivi d'une liquéfaction,
 - vandalisme (p. ex. éléments arrachés);
- rupture locale inattendue de la protection du fond:
 - rupture de transition,
 - vandalisme: arrachage de certains éléments de la couche de protection;
- dégradation rapide de la protection du fond:
 - sous-dimensionnement important de la couche de protection;

- dégradation progressive de la protection du barrage ou du fond :
 - détérioration de certains éléments de la couche de protection due à une surcharge, au climat ou aux effets du rayonnement solaire,
 - détérioration du géotextile exposé du fait des rayonnements ultra-violets,
 - colmatage du filtre sous-jacent.

Parmi les aspects énumérés ci-dessus, de nombreux mécanismes de rupture sont également applicables au cours de la phase de construction. La plupart d'entre eux peuvent être contrôlés par une inspection régulière depuis la surface (p. ex. à l'aide d'un échosondeur). Néanmoins, pour les processus de dégradation progressifs, ce type d'inspection peut s'avérer insuffisant, et des solutions telles que l'inspection régulière par des plongeurs ou le recours à des caméras vidéos télécommandées spéciales peuvent alors être plus appropriées.

7.1.4 Caractéristiques générales

Les ouvrages de fermeture en enrochement peuvent être temporaires ou finalement intégrés à des ouvrages permanents tels que barrage-réservoir, barrage de retenue estuarien ou barrage mobile.

Bien que les ouvrages de fermeture en rivière ou en estuaire présentent de nombreux points communs, il existe entre ces deux types d'ouvrages un certain nombre de différences à prendre en compte lors de la détermination des méthodes de dimensionnement et de construction. Ces différences sont énumérées au Tableau 7.1.

Tableau 7.1 Différences parfois observées entre les ouvrages de fermeture en rivière et les ouvrages de fermeture en estuaire

| Aspect | Estuaire | Rivière |
|--|--|---|
| Attaque de la houle | Peut être un facteur important | Négligeable dans la plupart des cas |
| Vitesses des courants | Dépendent du prisme de marée | Dépendent du pourcentage de fermeture de la passe et du débit fluvial associé |
| <ul style="list-style-type: none"> • direction • variation | Changent de sens Varient au cours du cycle des marées, mais également d'un jour à l'autre et selon les saisons | Toujours vers l'aval Varient en fonction des saisons (hydrogramme) |
| Sous-sol | Presque toujours des alluvions facilement érodables | Dans la plupart des cas, de la roche du site de fermeture |
| Disponibilité de l'enrochement | Généralement, les enrochements doivent être transportés sur une grande distance pour parvenir jusqu'au site de fermeture | Dans la plupart des cas, enrochements de tailles variées disponibles à proximité du site de fermeture |
| Type d'opération de fermeture | Généralement à l'aide d'une combinaison d'équipements flottants et d'équipements terrestres | Équipements terrestres, principalement |
| Nature de la fermeture | Permanente dans la plupart des cas (partie constitutive d'une fermeture permanente) | Temporaire dans la plupart des cas (batardeau) |
| Charge différentielle au cours de la fermeture | Jusqu'à 8 m lors des marées de vives-eaux (valeur extrême classique) | Jusqu'à 4 m à la fin de la fermeture (valeur extrême classique) |

Dans les estuaires, le volume de marée, à l'origine des vitesses des courants, et la nature du sous-sol, sont les principaux facteurs qui déterminent la méthode de dimensionnement et de construction d'une fermeture, tandis qu'en rivière, le débit, donc la vitesse du courant, est le principal paramètre à prendre en compte. Les fermetures d'estuaires font l'objet de la Section 7.2 et les fermetures de rivières sont traitées à la Section 7.3.

7.2 FERMETURES D'ESTUAIRES

7.2.1 Fonctions et études nécessaires

Objectif des fermetures d'estuaires

Les estuaires et autres zones côtières sont fermées pour l'une au moins des raisons suivantes :

- prévention des crues et poldérisation dans les zones côtières submersibles ;
- création d'un réservoir d'eau douce alimenté par l'eau des rivières provenant des montagnes ;
- centrale électrique marémotrice ;
- confinement de l'eau salée hors d'une rivière ;
- protection de l'environnement de l'estuaire contre une éventuelle pollution (p. ex. pétrole ou autres substances toxiques).

Dans de nombreux cas, les ouvrages de fermeture comportent un pertuis de vidange (également appelé régulateur). Leur fonction est de déverser dans la mer les eaux de crue des rivières, notamment les ondes de crue, et, en règle générale, de contrôler le niveau d'eau du réservoir artificiel situé derrière le barrage estuarien.

Dans ce guide, l'expression *ouvrage de fermeture estuarien, ou barrage anti-marée (anti-tempête)*, est utilisée pour faire la distinction entre ce type d'ouvrages et les ouvrages fluviaux. Toutefois, la fermeture ne concerne pas toujours un estuaire, au sens géographique : il peut s'agir d'un cours d'eau soumis à la marée, d'une lagune, d'une baie, d'une anse ou d'un estuaire au sens propre. Ces zones ont toutes un point commun : les hauteurs d'eau et les courants y sont principalement déterminés par la marée*. Lors d'un cycle des marées, les courants et les hauteurs d'eau varient constamment, et les courants changent également de sens.

La force des courants au cours de l'opération de fermeture dépend des facteurs suivants :

- hauteurs d'eau variant avec les marées en mer, en situation non-perturbée ;
- surface de la zone humide à séparer de la mer.

Collecte des données, étude et analyse des estuaires

L'étendue de la zone et la durée de la période sur lesquelles s'effectuent la collecte, l'étude et l'analyse des données dépendent des dimensions de la fermeture. Ces activités tiennent au moins compte des éléments suivants :

- bathymétrie de l'estuaire et du site de fermeture ;
- climat de houle ;
- caractéristiques et variations des marées sur l'année ;
- composition et l'érodabilité du fond (mou, meuble ou rocheux) ;
- disponibilité des matériaux de construction ;
- main-d'œuvre locale disponible : compétences et effectifs ;
- possibilité (ou non) d'utiliser de grands équipements flottants ;
- possibilité (ou non) d'utiliser des équipements terrestres ;
- accessibilité du site.

* Lorsque les embouchures des rivières à marées sont fermées, le débit fluvial doit également être pris en compte.

Huis in't Veld *et al.* (1984) (voir aussi les Sections 4.2.3 (fermetures d'estuaires) et 4.3.2 (fermetures de rivières)) proposent une analyse détaillée de la collecte et de l'étude des données. Dans le cas des fermetures d'estuaires, les principaux paramètres à prendre en compte sont la **zone de stockage** du bassin à fermer, la **surface de la section transversale** au niveau du site de fermeture et le **marnage**. Lorsque ces trois paramètres sont connus, il est possible d'effectuer une première évaluation de la fermeture.

Essais sur modèles

Après l'évaluation initiale, le dimensionnement doit être testé de façon plus détaillée, généralement à l'aide d'un modèle mathématique 2D ou 3D. Le plus souvent, il n'est pas nécessaire de procéder à un essai sur modèle physique de la totalité de l'opération de fermeture, bien que certains cas nécessitent d'avoir recours à un modèle physique pour tester les détails tels que l'affouillement à l'extrémité d'une protection du fond.

7.2.2 Types et fonctions des ouvrages à base d'enrochement pour les fermetures d'estuaires

Dans les fermetures d'estuaires, les enrochements servent à :

- empêcher la formation de fosses d'affouillement au niveau et à proximité de l'axe de fermeture à l'aide d'une **protection de fond** ;
- construire des digues en enrochement, éléments constitutifs d'une **fermeture progressive**, afin de stopper les courants de marée.

Protection du fond

Les fermetures dans les zones à sol alluvial, notamment lorsque celui-ci est constitué de sable ou de limon, ne peuvent être réalisées que si le lit de la rivière, ou le fond de l'estuaire ou de la mer dans la zone concernée est protégé avant que les vitesses du courant n'augmentent. Cette protection doit être filtrante et présenter un poids médian suffisant pour résister aux courants forts, dont la vitesse peut par exemple atteindre 4 m/s, voire plus ; ces courants doivent être calculés avec précision pour déterminer la masse requise des matériaux du filtre. Ce filtre peut comprendre un matelas de filtre géotextile sur lequel sont fixés des blocs de béton, un matelas de filtre géotextile avec des fascines ou un matelas de fascines classique d'environ 20 x 50 m². On a recours à des équipements spéciaux pour dérouler les tapis de blocs, d'environ 50 x 200 m², tandis que les matelas de fascines et les matelas de filtres géotextiles sont acheminés comme des radeaux flottants jusqu'au site par des remorqueurs, puis immergés par lestage avec une ou plusieurs couches d'enrochement. La Section 9.7.5.2 présente l'opération d'immersion de façon détaillée. Dans les pays où les coûts de main-d'œuvre sont élevés, les géotextiles avec blocs de béton fixés ne sont utilisés que dans le cadre de projets de très grande envergure.

Fermeture progressive à l'aide d'enrochement

Une fois que la protection du fond a été installée et que la section de la zone à fermer a été réduite au moyen, par exemple, de barrages de sable, l'ouverture qui subsiste dans l'ouvrage de fermeture est progressivement refermée. Cette opération s'effectue en construisant un barrage à l'aide d'éléments lourds tels que des blocs d'enrochement, des gabions, des cubes de béton voire, dans des circonstances moins extrêmes, au moyen de sacs remplis d'argile ou de sable.

7.2.3 Tracé en plan et choix de la méthode

Au moment de choisir le tracé en plan des ouvrages de fermeture, il faut noter que l'ampleur de l'opération de fermeture est directement liée à la zone à fermer. Les ouvrages de fermeture peuvent comprendre des éléments tels que :

- des pertuis de vidange ;
- des écluses de navigation ;
- une centrale électrique de type marémotrice ;
- des barrages estuariens construits comme des barrages hydrauliques.

L'étape même de dimensionnement et de planification de la fermeture dépend des conditions spécifiques au site et des résultats des essais sur modèles. Les fermetures d'estuaires sont conçues pour stopper l'écoulement d'eau entre l'environnement soumis à la marée et le réservoir à créer. Dans la plupart des cas, la fermeture fait partie du futur barrage estuarien. Le cas échéant, les pertuis de vidange peuvent également jouer un rôle au cours de la fermeture, puisqu'ils peuvent rester ouverts pendant cette opération afin de diminuer la différence de charge de part et d'autre de la passe de fermeture. Pour de plus amples informations concernant le tracé en plan et le choix de la méthode de réalisation de la fermeture, on pourra se reporter aux publications spécialisées, notamment Huis in't Veld *et al.* (1984). Dans un souci de clarté, certains concepts propres aux barrages anti-marée sont présentés ci-dessous :

- fermeture progressive en déversant par pompage du sable en quantités si importantes que les courants de marée ne peuvent l'emporter entièrement ; la fermeture est ainsi achevée en quelques jours ;
- fermeture instantanée en plaçant ou en déversant des sacs remplis de sable ou d'argile le long de l'axe de fermeture durant un ou deux cycle(s) de marée ;
- fermeture superficielle, progressive ou instantanée, en plaçant des caissons relativement petits sur un seuil posé sur les bancs de sable de l'estuaire ;
- fermeture instantanée, en plaçant des caissons à vannes qui seront fermés lors de l'étale, lorsque tous les éléments ont été mis en place et lestés ;
- fermeture progressive en construisant une digue en enrochement le long de l'axe de fermeture ;
- combinaison d'au moins deux des méthodes de fermeture mentionnées ci-dessus.

Les recommandations proposées dans ce chapitre concernent principalement la fermeture progressive à l'aide d'enrochement, et l'utilisation éventuelle de matériaux rocheux comme fondation sous caissons. La protection du fond forme la fondation, ou le seuil de la fermeture. Une fois la décision prise de réaliser une fermeture en enrochement, l'étape suivante consiste à déterminer si l'on va procéder à une fermeture horizontale ou verticale*, ou encore à une combinaison des deux. La Figure 7.3 présente des coupes schématiques. Les différences entre ces types de fermeture sont clairement définies dans Huis in't Veld *et al.* (1984), ainsi que dans les Sections 5.1.2.3 et 5.2.3.5 de ce guide. Les paragraphes suivants ne présentent que certaines de leurs caractéristiques principales.

* Dans ce guide, les termes « fermeture horizontale » et « fermeture verticale » sont toujours employés dans le sens illustré par la Figure 7.3 et définis dans les deux paragraphes suivants. Il faut noter que certaines autres publications spécialisées emploient le terme « fermeture horizontale » pour désigner une fermeture verticale, et inversement.

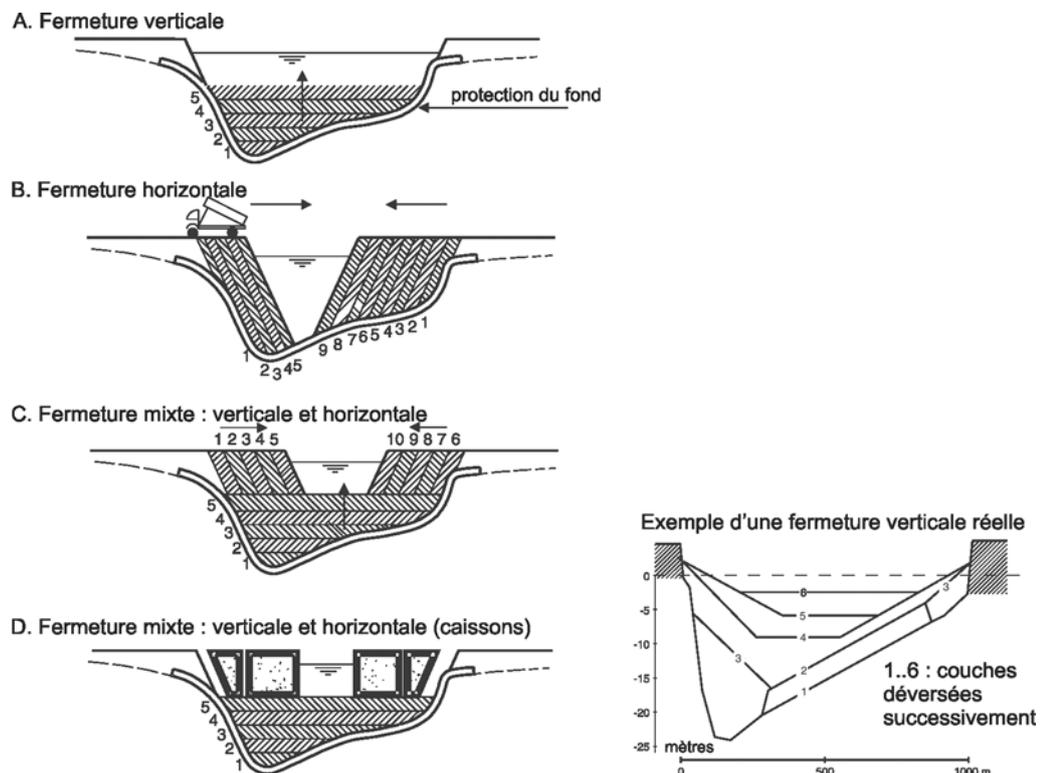


Figure 7.3 Fermetures progressives représentant (de façon schématique) les méthodes de fermeture horizontale et de fermeture verticale

Une **fermeture horizontale** consiste à déverser des enrochements aux extrémités (voir la Figure 7.3a – méthode B). Le déversement aux extrémités qui est une opération relativement simple, et la possibilité d'utiliser des blocs d'enrochement de petites tailles au début de l'opération sont des avantages de cette méthode. Néanmoins, la nécessité d'avoir une digue en enrochement suffisamment large pour constituer une voie de transport à double sens et la distance à parcourir par les camions-benne dans le cas d'une longue fermeture d'estuaire peuvent constituer des difficultés. Il ne faut pas perdre de vue que la vitesse du courant augmente avec le rétrécissement de la passe de fermeture ; ce n'est que dans les bassins de marée relativement petits que ces vitesses ne dépassent pas la limite approximative de 4 m/s, au-delà de laquelle la protection du fond commence à s'affaisser.

Une **fermeture verticale** consiste à élever progressivement le seuil sur toute la longueur de la passe de fermeture (voir la Figure 7.3a – méthode A). Les deux avantages de cette méthode sont la possibilité de procéder au déversement des enrochements par voie nautique, et la vitesse maximale du courant qui est limitée à celle d'un barrage à large crête. Les inconvénients sont la nécessité d'utiliser des blocs de tailles importantes sur toute la longueur de la passe de fermeture (voir aussi les Sections 3.9.3 et 6.1.8.1) et le contrôle de la porosité de la fermeture en enrochement au cours de la période de fermeture totale. De plus, après que la digue a atteint une certaine hauteur par rapport aux niveaux d'eau variant avec la marée, il n'est plus possible d'utiliser des équipements flottants ; il faut donc avoir recours à d'autres moyens pour transporter et déverser les enrochements. On dispose pour cela de différentes options ; les deux méthodes les plus pratiques sont les suivantes :

- déversement à partir d'une jetée ou d'un pont érigé(e) au-dessus de la passe de fermeture ;
- transport et déversement des enrochements au moyen de câbles aériens tendus au-dessus de la passe de fermeture.

Une fermeture verticale crée moins de turbulence à l'aval de la passe, ce qui permet d'utiliser un matériau de protection de fond plus léger. De plus, la plus grosse taille des enrochements nécessaires lors de la dernière phase de la fermeture est moindre par rapport au cas d'une fermeture horizontale.

Toutes ces méthodes nécessitent des équipements lourds. Par ailleurs un système de câbles aériens peut être utilisé pour amener les matériaux dans la fermeture. Dans ce cas, on préférera l'utilisation de cubes de béton plutôt que des enrochements, ils permettent une opération plus simple et plus efficace de chargement et de déversement. Il est aussi possible d'utiliser des enrochements pour constituer des gabions de 3 à 4 t, voire plus. Il est à noter que d'un point de vue hydraulique, rien n'impose d'utiliser des enrochements de même taille, mais les variations de poids des gros enrochements nuisent à la stabilité du chariot-treuil, c'est pourquoi leur utilisation n'est pas recommandée.

Enfin, il faut souligner que la blocométrie des enrochements disponibles détermine non seulement le pourcentage de pertes (et donc le coût et la durée de l'opération de fermeture), mais aussi le degré de porosité de la digue de fermeture définitive. Cette porosité induit des écoulements à travers l'ouvrage, qui à leur tour risquent de compromettre la stabilité des talus de la digue de fermeture.

7.2.4 Considérations générales concernant le dimensionnement de la section transversale

La fermeture d'estuaire a une fonction temporaire, qui consiste à stopper l'écoulement, alors que le profil final du barrage estuarien assure les fonctions permanentes suivantes : (a) retenir les hauteurs d'eau élevées au large, (b) empêcher toute infiltration d'eau salée et (c) résister à l'attaque de la houle. Puisque l'écoulement est stoppé par la fermeture, il n'est pas nécessaire que les parties supérieures du barrage soient constituées de gros blocs d'enrochement. On utilise généralement un matériau peu coûteux tel que du sable. Pour empêcher l'érosion du barrage par la houle et les autres forces, on met en place, au-dessus de la hauteur d'eau normale, une protection le plus souvent constituée d'argile recouverte d'herbe ainsi que d'une carapace en enrochement dans la zone de marnage. Ce chapitre ne traite pas des revêtements dont les exigences sont identiques à celles présentées à la Section 6.3 relatives aux ouvrages maritimes, et à la Section 8.2 relatives aux ouvrages fluviaux.

Dès que la conception de la fermeture a été effectuée et que la méthode de construction de la digue a été déterminée, dans le cas des fermetures progressives, il est possible de dimensionner la section transversale des différentes parties en enrochement. Comme pour d'autres ouvrages hydrauliques, la section transversale sera déterminée par les conditions aux limites hydrauliques et géotechniques, la disponibilité et le transport des matériaux, les équipements disponibles, ainsi que par des considérations propres à la construction incluant l'expérience locale pour des ouvrages du même type. Ces aspects spécifiques au site font l'objet des paragraphes ci-dessous.

7.2.4.1 Conditions aux limites hydrauliques

Le Chapitre 4 propose une analyse générale du type et de l'étendue des conditions aux limites hydrauliques à prendre en compte pour la fermeture des estuaires. Plus précisément, une distinction peut être faite entre :

1. Les **conditions aux limites hydrauliques générales** (voir les Sections 4.2.2, 4.2.4, 4.3.2 et 4.3.3) : il s'agit des conditions sur lesquelles l'ouvrage de fermeture n'a aucune incidence ; elles comprennent la marée astronomique (amplitude de la marée en mer), la surcote, le climat de houle et, le cas échéant, l'écoulement et le débit fluvial.
2. La **géométrie de la zone de fermeture** (voir les Sections 4.2.3.3 et 5.1.2.3) : elle influence directement les conditions hydrauliques locales et leurs valeurs (c.-à-d. la réponse hydraulique et le mode de collecte des données). La géométrie du bassin est caractérisée par la zone intertidale, la bathymétrie et le tracé en plan de l'ouvrage de fermeture. La modélisation mathématique de l'estuaire sera basée sur la géométrie prédominante du bassin et sur la géométrie future de la/des passe(s) de fermeture.
3. Les **conditions aux limites hydrauliques locales** (voir la Section 5.1.2.3) : elles déterminent les actions hydrauliques exercées sur les structures en enrochement généralement créées au cours de la construction. En raison de l'évolution progressive de la section transversale de la passe

de fermeture au fil de la construction, les conditions aux limites hydrauliques locales évoluent elles aussi. De plus, ces conditions fluctuent également avec les mouvements de marée, les variations du vent et de la houle ainsi qu'avec les débits fluviaux (voir le point 1 ci-dessus).

Les conditions aux limites hydrauliques locales dont il faut tenir compte sont les suivantes :

- les hauteurs d'eau des deux côtés de la fermeture ;
- les différences de charge hydraulique, les débits et les vitesses du courant au niveau de la passe de fermeture ;
- les vitesses du courant près de l'alignement de la fermeture.

Ces conditions aux limites peuvent être déterminées à l'aide :

- d'un modèle d'écoulement (voir les Sections 4.3.5 et 5.3) ;
- d'un modèle de conservation de la masse plus détaillé (voir la Section 4.2.3.3) ;
- les relations débit-hauteur (voir les Sections 4.2.3.3 et 5.1.2.3), qui ne peuvent toutefois être appliquées que lorsque les hauteurs d'eau sont connues.

Comme les hauteurs d'eau à l'intérieur et à l'extérieur de la passe de fermeture varient dans le temps, il est important de savoir à l'avance quelle sera la durée de la période de construction par rapport aux saisons et comment les travaux de fermeture progresseront au fil des saisons. Les hauteurs d'eau déterminent l'amplitude des différences de charge hydraulique, des débits et des courants dans la passe. Les débits déterminent à leur tour la force des courants à proximité de la fermeture. Toute variation de la section transversale de la passe de fermeture a un impact sur le prisme de marée, donc sur les hauteurs d'eau de part et d'autre de la passe et, à travers cela, sur la différence de charge, les débits et les vitesses du courant.

La condition aux limites locale la plus importante en termes de dimensionnement est la vitesse maximale du courant dans la passe, \hat{U}_g (m/s), qui peut être atteinte dans une situation ou une phase de fermeture donnée, et à un endroit donné, par exemple au niveau de l'axe de fermeture. C'est en réalité cette vitesse \hat{U}_g qui détermine :

- l'étendue de la protection de fond au niveau et à proximité de l'alignement de la fermeture ;
- la taille de l'enrochement de la protection du fond ;
- la taille de l'enrochement pour chaque étape de construction de la fermeture progressive.

L'Encadré 7.1 illustre, pour un cas spécifique, la méthode d'estimation de la taille requise de l'enrochement pour assurer la stabilité d'un parement de barrage aux différentes étapes de la fermeture pour les fermetures verticale et horizontale. La relation entre la vitesse maximale du courant et la *taille requise de l'enrochement*, exprimée par ΔD_{n50} (m), fait l'objet de la Section 5.2.3.5 pour les méthodes de fermeture verticale et horizontale.

La Figure 7.4 de l'Encadré 7.1 fait apparaître que si l'on connaît la hauteur d'eau variant avec la marée H (m), définie comme la hauteur d'eau à l'amont par rapport à la hauteur de crête dans le cas d'une fermeture verticale (voir la Section 5.1.2.3 – Figure 5.21) ou par h_1 (m) dans le cas d'une fermeture horizontale (voir la Figure 5.23), ainsi que la surface A_b (m²) de l'estuaire à fermer, le choix de la méthode de fermeture résulte automatiquement en une valeur maximale de \hat{U}_g et de ΔD_{n50} à un moment donné de l'opération de fermeture. Le diagramme donne les valeurs maximales de ΔD_{n50} (m) déterminées par calcul en fonction du rétrécissement de la passe :

- **verticalement** : en augmentant le niveau du seuil d (m) par rapport au niveau du fond ;
- **horizontalement** : en augmentant la largeur relative de la passe A_b/b (m) par réduction de la largeur de la passe à fermer b (m).

Pour la méthode de fermeture choisie, il est possible de déterminer la vitesse maximale \hat{U}_g (m/s) qui se produit à n'importe quel moment de la fermeture, donc la taille critique de l'enrochement

ΔD_{n50} (m). Celle-ci est directement donnée à la Figure 7.4. Dans le cas d'une **fermeture purement horizontale** (H), \hat{U}_g et ΔD_{n50} peuvent être calculées en avançant vers la droite (réduction de la largeur de la passe, b) le long d'une ligne horizontale pour une valeur de hauteur d'eau $h-d$ (m) donnée, où h est la hauteur d'eau par rapport au niveau du fond (m) et d est la hauteur du seuil (m).

Les **fermetures verticales** (V) sont représentées par des lignes verticales pour une largeur de passe relativement importante A_b/b – dans le cas étudié à l'Encadré 7.1, sur la partie (inférieure) gauche du diagramme – qui se redressent lorsque la hauteur de crête du seuil, d , augmente.

Les **fermetures mixtes** (H/V ou V/H) sont également représentées par des lignes verticales – deuxième flèche en partant de la gauche dans la Figure 7.4 – pour une largeur de passe plus réduite, c'est-à-dire pour des valeurs de largeur relative de la passe A_b/b (m) légèrement supérieures, et par des lignes horizontales semblables pour une certaine hauteur de seuil d . Dans le premier cas (H/V), on procède tout d'abord à un rétrécissement horizontal partant d'un ou des deux côté(s), pour diminuer la largeur de la passe. Puis on élève la hauteur du seuil. Dans le second cas (V/H), on commence par construire le seuil, sur lequel on effectue ensuite une fermeture horizontale.

Encadré 7.1 Exemple de calcul de la taille requise de l'enrochement

Pour mettre en évidence l'interdépendance des différents paramètres mentionnés, un graphique est présenté à la Figure 7.4. Ce graphique est basé sur le modèle de conservation de la masse simple décrit à la Section 4.2.3.3. Concernant la situation générale, le lecteur peut se reporter à la Figure 4.18. La Figure 7.4 représente des profils de valeurs constantes de ΔD_{n50} (m), où ΔD_{n50} dépend de la vitesse \hat{U}_g (m/s). La Section 5.2.3.5 donne les relations entre ΔD_{n50} et \hat{U}_g pour les méthodes de fermeture horizontale et verticale. Les autres paramètres à prendre en compte sont la largeur de la passe de fermeture, b (m), la profondeur initiale de la passe, h (m), la hauteur du seuil, d (m) et la surface du bassin à fermer, A_b (m²). La Figure 7.4 a été élaborée pour un marnage de 5 m, soit une amplitude de marée de 2.5 m. En supposant que la profondeur de la passe de fermeture est de 15 m, sa largeur de 300 m et la surface du bassin de 30 km², la largeur relative de la passe A_b/b est égale à $0.1 \cdot 10^6$ m. Les conditions initiales sont indiquées dans la figure. À partir de là, les fermetures horizontale et verticale sont présentées. Dans le cas d'une fermeture verticale, la taille de bloc relative maximale nécessaire ΔD_{n50} , indiquée dans la Figure 7.4, est d'environ 1.1 m. Cette figure représente également une fermeture mixte, consistant à effectuer tout d'abord une fermeture horizontale jusqu'à ce que la largeur soit réduite à 100 m, puis à achever la fermeture dans le sens vertical. Dans ce cas, la taille relative de l'enrochement maximale nécessaire est d'environ 1.7 m.

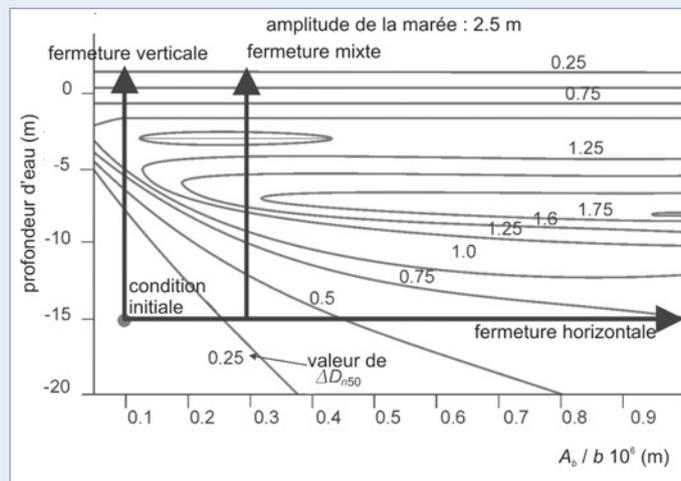


Figure 7.4
Comparaison des méthodes de fermeture

Outre les conditions aux limites induites par la marée, c'est-à-dire la variation des valeurs de H ou de h_1 et la surface du bassin A_b propres à une fermeture donnée, la courbe représentant la vitesse réelle du courant dépendra principalement des effets secondaires tels que les variations légères des coefficients de débit réels (voir la Section 5.1.2.3) et/ou les variations de A_b par rapport à la hauteur d'eau du bassin en raison de la pente des berges sous l'eau.

Les conclusions générales découlant de la Figure 7.4 sont les suivantes :

- les vitesses maximales élevées peuvent être évitées par une fermeture verticale ou par une fermeture mixte (H/V) avec une largeur relative de la passe A_b/b (m) peu élevée ;

- des vitesses maximales élevées sont à prévoir principalement durant la phase finale d'une fermeture horizontale, c'est-à-dire en présence d'une largeur relative de la passe A_b/b (m) élevée;
- des vitesses extrêmes sont à prévoir pour des niveaux de seuil relatifs d/h (-) intermédiaires et une largeur relative de la passe A_b/b (m) élevée. C'est ce qui se produit notamment dans le cas d'une fermeture mixte (V/H) pour une hauteur de seuil relative d/h fixée à une valeur trop élevée;
- les vitesses sont très sensibles à la hauteur du seuil dans la gamme de valeurs intermédiaires des hauteurs de seuil relatives.

NOTE: les conclusions ci-dessus ne s'appliquent qu'au **principe de base**; les cas spécifiques nécessitent de déterminer l'intervalle de variation critique de d/h et/ou de A_b/b ou, de préférence, un ensemble d'isolignes suffisant pour \dot{U}_g et ΔD_{n50} .

7.2.4.2 Conditions aux limites et interactions géotechniques

Les conditions aux limites géotechniques jouent un rôle important dans les fermetures d'estuaires, puisque ces dernières concernent presque toujours des zones à sol alluvial. D'un point de vue géotechnique, les conditions aux limites et interactions suivantes influencent le dimensionnement de la section transversale des ouvrages :

- la profondeur maximale d'affouillement à l'extrémité de la protection de fond et/ou derrière le seuil, parce que la profondeur d'affouillement augmentera avec le temps en raison de l'accroissement des vitesses du courant;
- la blocométrie et la taille des matériaux du fond en vue du dimensionnement du filtre;
- la vulnérabilité du sous-sol à la liquéfaction;
- la réponse géotechnique du sol de fondation à une charge soudaine au cours de la construction du barrage de fermeture en enrochement;
- l'infiltration dans le sol de fondation, qui évolue parfois en renard du fait des différences de charge hydraulique observées sur la fermeture achevée;
- le régime de sédimentation sur la protection de fond du seuil et les étapes intermédiaires d'une digue de fermeture en enrochement.

Une analyse de ces conditions aux limites et de ces interactions par rapport à la construction progressive de la fermeture (p. ex. matériaux et méthodes utilisés, sections transversales, phases de construction, vitesse de construction) permettra de savoir si des mécanismes de rupture apparaîtront et, le cas échéant, quelles actions devront être entreprises.

Voici quelques interactions susceptibles de menacer la stabilité de l'ouvrage :

- l'**affouillement** peut être à l'origine de glissements qui, à son tour, risque de compromettre la stabilité du barrage de fermeture en enrochement (voir la Section 5.4.3);
- la **migration** des matériaux à travers les filtres ou liée à une infiltration ou à un renard, qui peut entraîner des glissements et/ou des tassements localisés (voir les Sections 5.4.3.6 et 5.4.3.7);
- le **transport sédimentaire** peut induire des migrations de matériaux et un affaissement de l'ouvrage (tassement ou perte de stabilité de l'ouvrage);
- un **sol de fondation aux caractéristiques géotechniques médiocres**: si des matériaux tels que la tourbe ou si une certaine proportion d'argile est/sont présent(s) dans le sol de fondation sous l'ouvrage hydraulique, pour éviter des glissements et/ou des tassements de grande ampleur, il peut être nécessaire de purger ces matériaux par dragage et de les remplacer par du sable, plus approprié;
- le **sable fin et lâche**: si ce matériau est présent dans le sol de fondation, il peut être nécessaire de le compacter avant qu'il ne subisse l'action d'un ouvrage hydraulique.

7.2.4.3 Disponibilité des matériaux

Contrairement à la situation qui prévaut pour la plupart des fermetures de rivières, où l'extraction des enrochements s'effectue au niveau ou à proximité du site de construction, les fermetures d'estuaires nécessitent généralement d'acheminer jusqu'au site les enrochements en provenance de source éloignée. Ainsi, le concepteur se base généralement sur un dimensionnement économique et détermine les propriétés de l'enrochement qu'il désire, par exemple la blocométrie, la densité, la forme, avant de chercher un fournisseur. Pendant la fermeture, la durée pendant laquelle le matériau doit résister à une charge totale est relativement courte. De ce point de vue, une fermeture est souvent un *ouvrage temporaire*; par conséquent, les exigences relatives aux matériaux peuvent être moins strictes que pour les ouvrages permanents. Cela signifie par exemple que l'exigence NR, définie dans la norme européenne relative à l'enrochement, peut être appliquée à la plupart des propriétés des matériaux (voir la Section 3.7). Il peut être nécessaire d'utiliser des enrochements standard de catégorie, LM_B ou HM_B (voir Section 3.4.3), dont la forme correspond à la classe LT_A . La classe CS_{80} relative à la résistance à la compression peut être requise suivant la méthode de déversement retenue (voir la Section 3.7).

Les blocs de béton ou les gabions constituent une alternative à l'enrochement naturel, mais leur production ne présente un intérêt économique que si les quantités nécessaires sont importantes ou si leur taille est supérieure aux dimensions minimales ($0.5 \times 0.5 \times 0.5 \text{ m}^3$) et que la logistique du chantier le permet (p. ex. centrale à béton, approvisionnement en ciment, en sable et en granulats). Les cubes de béton, ayant une taille unique, permettent un écoulement à travers les vides, qui ne peut être empêché qu'à l'aide d'enrochements naturels plus petits pour combler les vides (une opération parfois laborieuse).

7.2.4.4 Approvisionnement en matériaux

Dans la plupart des cas, puisque les fermetures d'estuaires se situent en environnement marin, la logistique relative au transport des blocs et autres matériaux jusqu'au site, le stockage des matériaux sur place, le transbordement et le chargement constituent des facteurs importants pour les activités préalables à la construction des ouvrages de fermeture. Du fait de la nature des fermetures d'estuaires, la construction doit parfois être achevée en quelques semaines, voire quelques jours. Cependant, la production et l'acheminement des matériaux peuvent prendre plusieurs mois, voire plusieurs années, et cet approvisionnement doit être assuré avant le début des travaux. Il faut élaborer un système d'approvisionnement bien organisé et définir des zones de stockage de façon à respecter un calendrier serré. Le site doit être accessible aux chalands et aux navires assurant l'approvisionnement en matériaux, ce qui peut nécessiter le dragage et l'entretien des chenaux d'accès; la zone de stockage doit pouvoir supporter de lourdes surcharges; les matériaux doivent être stockés de façon ordonnée pour que leur reprise en vue des opérations de fermeture s'effectue en continu; enfin la distance entre cette zone et le site de fermeture doit de préférence être relativement courte. Toutes ces conditions peuvent nécessiter de construire des installations spécifiques, par exemple des îles artificielles dans la zone de travail (voir la Section 9.7) avant la construction des ouvrages permanents, comprenant des baraquements de chantier, des ateliers, des zones de stockage, etc.

Il ne faut pas négliger de calculer le volume supplémentaire de matériaux nécessaires en cas d'imprévus lors des travaux de fermeture. Ce calcul nécessite de déterminer les risques d'incidents et leurs conséquences éventuelles en termes d'étendue des réparations nécessaires. Comme cela a déjà été mentionné dans ce chapitre, l'étude des mécanismes de rupture et l'analyse à l'aide d'arbres de défaillances doivent apporter une réponse à ces questions et permettre de déterminer les quantités supplémentaires de matériaux nécessaires.

7.2.4.5 Aspects liés à la construction

Les conditions aux limites hydrauliques et géotechniques et le dimensionnement retenu pour la fermeture déterminent la méthode de construction, la durée et l'ordre des différentes opérations, ainsi que la durée totale des travaux. La méthode de construction détermine s'il faut utiliser des équipements terrestres ou flottants - et, le cas échéant, dans quelle mesure - ainsi que le type, la

capacité et le nombre d'équipements nécessaires. Il s'agit là d'une tâche complexe, car les équipements spéciaux (p. ex. barges à clapets, navires à déversement latéral, voir la Section 9.3) ne sont parfois disponibles qu'en nombre limité. Pour une fermeture d'estuaire aux Pays-Bas (Tholense Gat; voir la Section 7.2.6), on a procédé à l'inventaire de tous les chalands disponibles pour déverser des blocs d'enrochement, en tenant compte de leur immobilisation prévue sur d'autres projets en cours, afin d'identifier suffisamment tôt avant le début des travaux de fermeture tout conflit d'intérêt éventuel. En matière d'approvisionnement en matériaux, il est nécessaire de procéder à une analyse des risques par rapport aux conséquences de pannes éventuelles et à la nécessité de disposer d'équipements supplémentaires en cas d'urgence.

Enfin, le calendrier des travaux doit être revu en fonction de toute exigence ou contrainte liée à la navigation : par exemple, le niveau maximal d'un seuil doit être suffisamment bas pour permettre aux navires de passer avant la fermeture ; si la navigation doit s'effectuer des deux côtés, il faut s'assurer qu'une écluse sera opérationnelle avant la fermeture.

7.2.5 Aspects du dimensionnement des fermetures instantanées spécifiques aux ouvrages

Cette section traite de certains aspects, spécifiques aux ouvrages, du dimensionnement des barrages anti-marée/anti-tempête construits de façon instantanée en s'appuyant sur une étude de cas : le barrage anti-marée de petite envergure construit en 1982 dans le fleuve d'Amtali, au Bangladesh. On trouve des exemples de ce type dans d'autres régions du monde, mais cette fermeture a fait l'objet d'un suivi complet et divers aspects en rapport avec le présent guide ont été mis en œuvre dans les travaux de fermeture.

7.2.5.1 Caractéristiques générales du barrage anti-marée du fleuve d'Amtali (Bangladesh, 1982)

Le fleuve de 130 m de large a été fermé en faisant un usage limité d'équipements de fermeture sophistiqués. Ainsi seuls des remorqueurs, des chalands-basculeurs, des grues, une station de dragage, combiné à une utilisation intensive de main-d'œuvre ont été utilisés. Au Bangladesh dans les années 1980, l'utilisation de matériaux disponibles localement, tels que du bambou, des feuilles de palmier, des roseaux et des sacs en toile de jute remplis d'argile, et non d'enrochements, a constitué une partie de l'adaptation aux conditions locales. Cette stratégie, ainsi que les barrages anti-marée concernés, ont été décrits dans Huis in't Veld *et al.* (1984), Van Duivendijk et Te Slaa (1987) ou encore Yoon (2003). Les paragraphes suivants ne traitent que des aspects du dimensionnement spécifiques aux ouvrages.

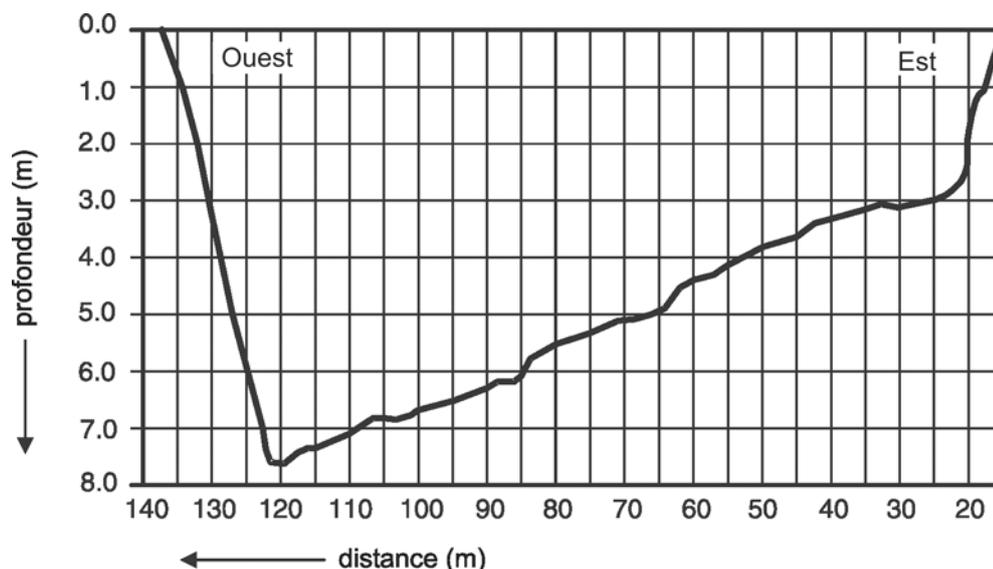


Figure 7.5 Coupe de l'Amtali Khal

7.2.5.2 Données et conditions aux limites d'ensemble

Le volume de marée du fleuve d'Amtali était de $6 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ au cours de la marée de vive-eau maximale, soit $d/h = 2.7 \text{ m}$. Au niveau du site de fermeture, la largeur du fleuve était de $b = 123 \text{ m}$ au niveau moyen de la mer. La section transversale présentait un chenal d'une profondeur maximale située 8 m au-dessous du niveau de référence local (voir la Figure 7.5, où le niveau de référence local est situé à environ 0.4 m en dessous du niveau moyen de la mer). Le sous-sol est constitué de sables fins et de limon. Au Bangladesh, ce type de fleuve est généralement fermé durant les mois d'hiver, lorsque le niveau moyen de la mer et le marnage sont au plus bas. De plus, à cette période de l'année, il n'y a pas de risque de cyclone ni de vitesses élevées du vent, et la main-d'œuvre est disponible massivement dans les zones rurales (une fois les récoltes terminées). Du fait des matériaux et des compétences disponibles localement, de la volonté de ne pas utiliser que des enrochements pour les travaux de fermeture et de l'excès de main-d'œuvre, la méthode de fermeture décrite ci-dessous a été mise au point pour ce type de fleuve au cours d'essais qui ont suivi (réalisées sur des prototypes).

7.2.5.3 Protection de fond

Dans un premier temps, des matelas de protection de fond ont été placés sur le fond du fleuve dans l'axe de fermeture envisagé, sur toute la largeur du fleuve et sur une longueur de 90 m dans le sens de l'écoulement. Les matelas de protection du fond ont été lestés par des sacs d'environ 50 kg remplis d'argile ($\rho = 1500 \text{ kg/m}^3$). Ce leste a nécessité 5500 sacs par matelas sur une surface de 700 m^2 , soit 390 kg/m^2 .

7.2.5.4 Seuil, interactions hydrauliques et construction

Un seuil a ensuite été formé en déversant sur cette protection de fond une série de couches de 0.60 m d'épaisseur faites de sacs remplis d'argile. Les calculs ont été effectués à l'aide d'un modèle de conservation de la masse simple (voir Section 4.2.3.3). Le marnage de vive-eau au mois de janvier (mois durant lequel la construction était prévue) était de 1.75 m . Le bassin de marée avait une surface $A_b = 230 \text{ ha}$ et la largeur du seuil (passe initiale) était $b_0 = 123 \text{ m}$. Les vitesses du courant ont été calculées pour différentes hauteurs de seuil, d (m), et différents marnages (voir la Figure 7.6).

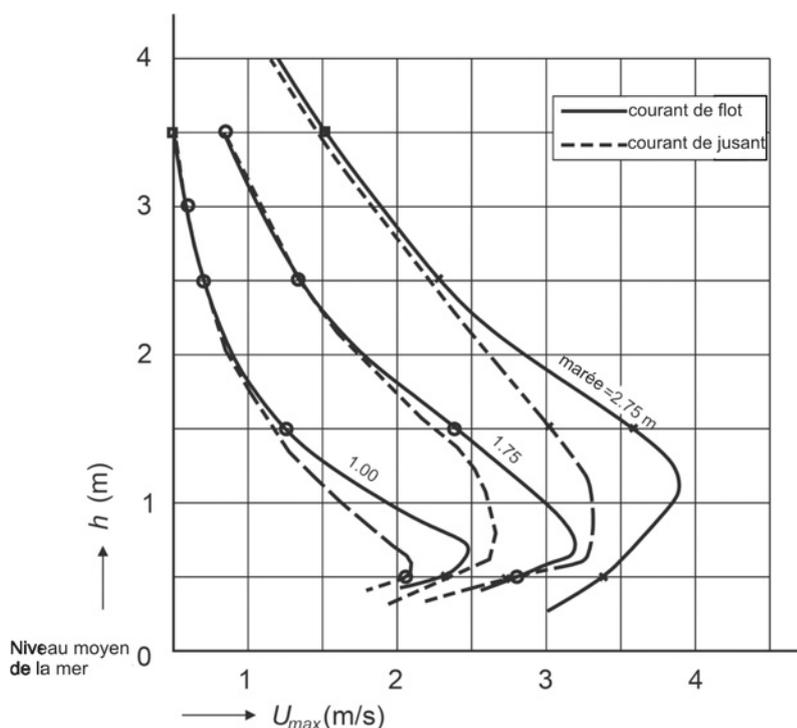


Figure 7.6
Vitesses maximales du courant calculées pour différentes hauteurs de seuil et différents marnages lors de la fermeture d'Amtali; h est la hauteur d'eau au-dessus du seuil (Niveau moyen de la mer situé 0.38 m au-dessus du niveau de référence local)

À l'aide d'un modèle de conservation de la masse simple et en considérant des sacs de 50 kg, les vitesses maximales au-dessus du seuil ne devraient pas dépasser $U = 2.5$ m/s et, exceptionnellement et sur de courtes périodes, $U = 3$ m/s. On savait également que dans le prototype, les vitesses du courant seraient inférieures de 20 % en raison des simplifications faites dans le modèle soit $U = 2$ m/s et $U = 2.4$ m/s respectivement au lieu de 2.5 m/s et 3 m/s.

La limitation à $U = 2.5$ m/s dans le modèle indiquait que le niveau du seuil devait être à 1.4 m au-dessous du niveau moyen de la mer pour un marnage de 1.75 m (Figure 7.6). Puisque le niveau moyen de la mer se situe à 0.38 m au-dessus du niveau de référence local au mois de janvier, le niveau de crête du seuil a, pour des raisons pratiques, été dimensionné à 1.2 m au-dessous du niveau de référence local (voir la Figure 7.7 – schéma inférieur).

À l'issue de cette étape, le seuil a été recouvert d'un matelas de protection de fond. Au total, 478 000 sacs ont été déversés sur le seuil pour lester les matelas. Sur une journée de 10 h (lumière du jour), le contenu de 5 chalands, soit environ 17 500 sacs, a pu être déversé en moyenne. Du fait de retards lors des étapes initiales, le seuil n'a pu être achevé que courant février. Des sacs ont été emportés depuis la crête et le talus latéral du fleuve par les courants de flots de la marée de vive-eau qui s'est produite le 10 février. Près de 50 % des sacs déversés au cours de cette période ont été perdus. Les sacs ont ensuite eu le temps de se tasser lors d'une période de marée de morte-eau, et l'on s'est aperçu que leur résistance à l'enlèvement s'était considérablement accrue. La hauteur maximale du seuil était $d = 6.3$ m au point le plus profond du chenal.

7.2.5.5 Phase finale de la fermeture

On a ensuite procédé à une fermeture instantanée selon les étapes suivantes :

- construction d'une jetée sur le fleuve au-dessus du seuil (voir la Figure 7.7) ;
- transformation de la jetée en cage en y plaçant des bambous au moment de l'étalement ;
- déversement à la main depuis la jetée de 200 000 sacs remplis d'argile dans la cage en deux jours pour créer un batardeau.

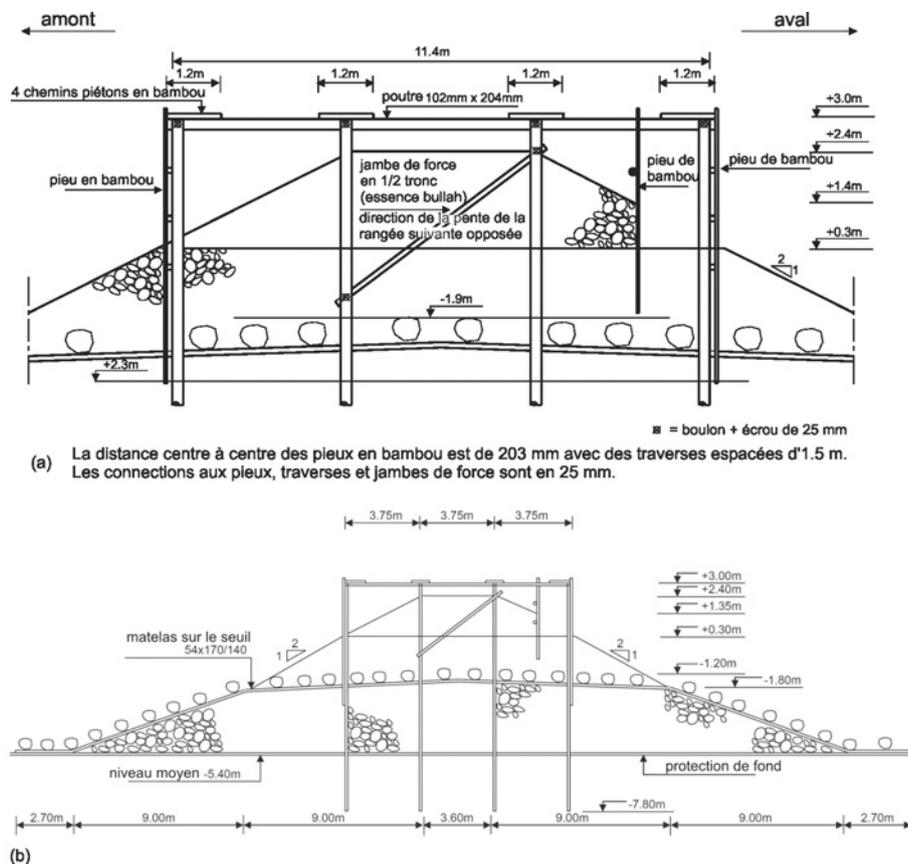


Figure 7.7 Coupe au-dessus de la jetée/du batardeau et seuil en vue de la fermeture instantanée d'Amtali

Il est possible d'évaluer la stabilité des sacs remplis d'argile face aux courants de marée. Puisque $\rho = 1500 \text{ kg/m}^3$ et $M = 50 \text{ kg}$, le diamètre nominal de la couche de sacs est $D_n = (M/\rho)^{1/3}$ (voir la Section 3.4.2) = 0.32 m, ce qui donne $\Delta D_n = 0.16 \text{ m}$. Par conséquent, pour un barrage à large crête, la vitesse critique selon *Izbash* (Équations 5.120 et 5.121 dans l'Encadré 5.10) devient $U = 1.5 \text{ m/s}$ pour l'enrochement exposé et $U \approx 2 \text{ m/s}$ pour l'enrochement encastré. Lorsqu'ils touchent le lit de la rivière, les sacs remplis d'argile se déforment et s'encastrent parfaitement lors du déversement. On a donc $U = 2 \text{ m/s}$ et, lorsque les sacs sont tassés davantage, on peut raisonnablement tabler sur des valeurs de $U = 2.4$ à 3 m/s , en fonction du degré d'exposition aux courants à venir.

7.2.6 Aspects du dimensionnement des fermetures progressives spécifiques aux ouvrages

Les différents aspects du dimensionnement des barrages anti-marée construits de façon progressive sont traités en référence à l'exemple du barrage anti-marée de moyenne envergure du Tholense Gat (Pays-Bas), construit en 1986. Il existe de nombreux exemples de ce type, mais cet ouvrage a fait l'objet d'un suivi étroit et divers aspects classiques en rapport avec ce guide ont été pris en compte dans les travaux de fermeture, effectués sous la forme d'un barrage-déversoir en enrochement.

7.2.6.1 Caractéristiques générales et méthode de fermeture du barrage anti-marée à construction progressive du Tholense Gat (Pays-Bas, 1986)

La fermeture du chenal du Tholense Gat s'inscrivait dans le cadre du Projet Delta. Elle a été réalisée entre une île artificielle construite dans l'Eastern Scheldt et l'île de Tholen (voir la Figure 7.8). La largeur du chenal à fermer était de 370 m au niveau moyen de la mer, et sa profondeur maximale se situait à 21 m en dessous du niveau moyen de la mer (voir la Figure 7.9).

Le planning et le phasage de fermeture se sont déroulés comme suit :

- mise en place d'une protection de talus des deux côtés de la passe de fermeture à proximité de l'axe de fermeture (deux mois et demi) ;
- construction d'un seuil dans le chenal par déversement de sable et protection simultanée du seuil avec des matelas de protection de fond (trois mois au total) ;
- suspension des travaux pendant la saison hivernale intermédiaire, (huit mois) ;
- recours à une fermeture verticale progressive (deux mois).

La protection des berges mise en place avant le début de la construction du seuil (voir la Figure 7.8) avait pour fonction d'empêcher l'érosion et les glissements de terrain induits par l'affouillement des berges au cours des travaux de fermeture. Les travaux de protection des talus ont été effectués sur une distance de 300 m des deux côtés de l'axe de fermeture.

La hauteur du seuil a été déterminée à partir des considérations suivantes :

- coûts de construction (perte de sable durant les travaux) ;
- minimisation de l'impact sur la navigation au cours de la période intermédiaire ;
- impact sur les conditions aux limites hydrauliques d'un barrage anti-marée construit dans un autre chenal de rivière (Marollegat) dans le même bassin de marée ;
- étendue de l'affouillement au niveau des deux pieds du seuil.

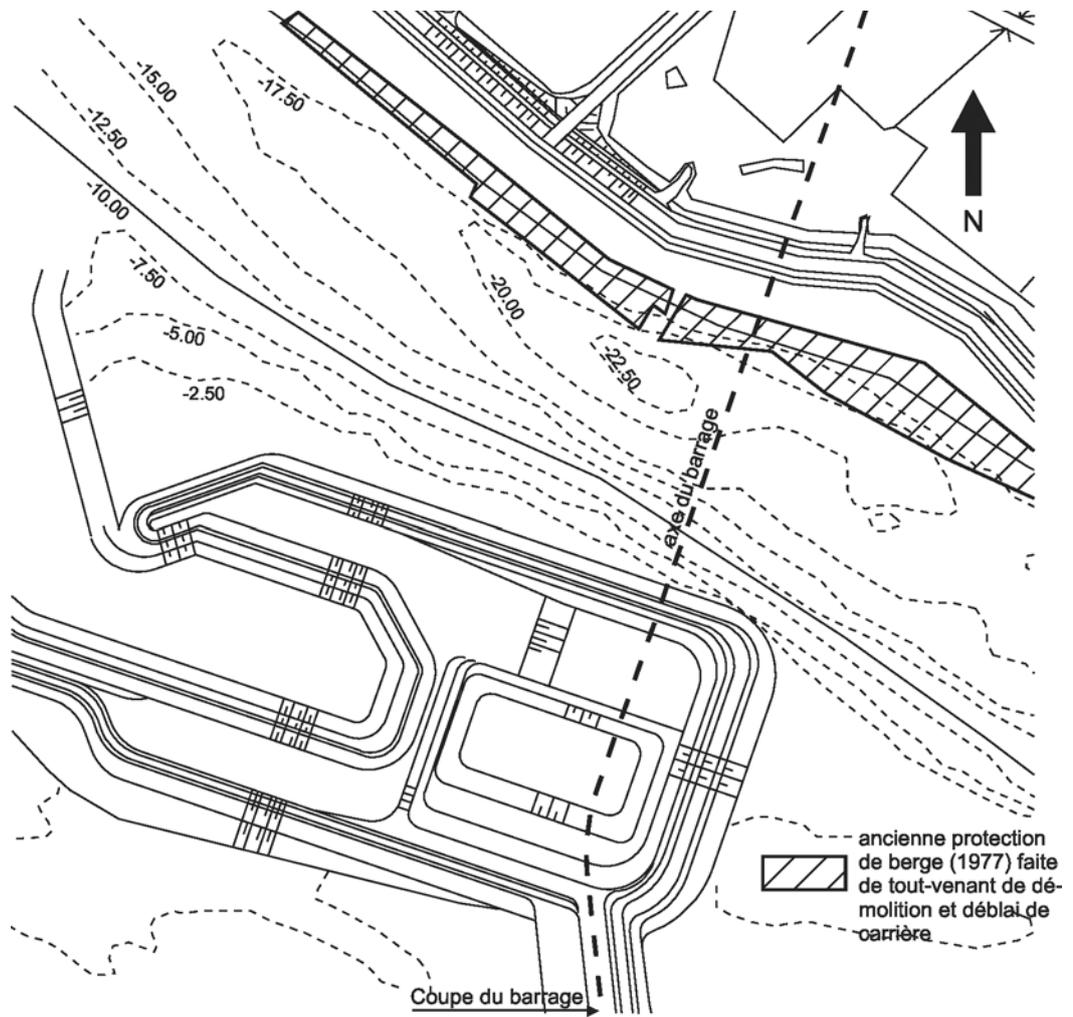


Figure 7.8 Situation de la fermeture de Tholense Gat (Pays-Bas)

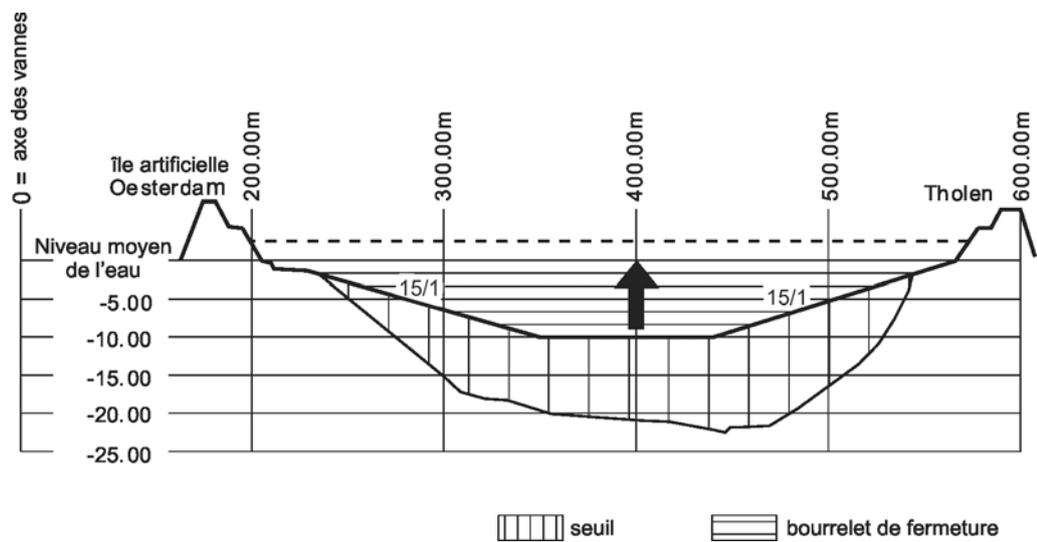


Figure 7.9 Coupe du barrage de Tholense Gat au niveau de l'axe de fermeture après construction du seuil

7.2.6.2 Seuil

Finalement, à cause des pertes de sable par les courants, la hauteur de la crête du seuil a été fixée à 9.5 m sous le niveau moyen de la mer, soit une hauteur maximale du seuil de $d = 11.5$ m par rapport au point le plus profond du chenal. En raison de la méthode de construction retenue (déversement de sable dans l'eau), la densité du sable dans le seuil aurait été faible, donc le sable aurait eu tendance à se liquéfier et des fosses d'affouillement auraient pu se développer des deux côtés du seuil. Les parties supérieures du seuil ont donc été protégées contre l'érosion. Pour limiter les coûts, cette protection s'étendait jusqu'à un niveau où les fosses d'affouillement ne pouvaient pas nuire à l'ouvrage de fermeture en cas de glissement ou de liquéfaction. L'Encadré 7.2 présente les principes permettant de déterminer la longueur nécessaire de la protection anti-affouillement.

Encadré 7.2 Longueur de la protection du fond

Une fosse d'affouillement se forme toujours en aval d'une fermeture. Pour garantir la sécurité de l'ouvrage de fermeture, cette fosse d'affouillement doit être suffisamment éloignée de l'ouvrage - ce qu'illustre la Figure 7.10. À cet égard, il suffit que le critère suivant soit respecté : si un glissement devait se produire à l'extrémité de la protection du fond, le talus modifié par le glissement ne doit pas atteindre l'ouvrage lui-même. La profondeur de la fosse d'affouillement étant notée y_{max} (m), l'Équation 7.1 donne la longueur, L (m), de la protection du fond assurant la sécurité :

$$L \geq n_s y_{max} \quad (7.1)$$

où $n_s = \cot \alpha$, α étant l'angle du talus du sol après rupture (voir la Figure 7.10). Pour du sable standard, la valeur de n_s est de l'ordre de 6 ; pour du sable sensible à la liquéfaction, il faut utiliser une valeur de 15. Le calcul de la profondeur de la fosse d'affouillement dépasse la portée de ce guide ; le lecteur peut donc se reporter pour cela aux guides appropriés, notamment le *Scour Manual* (Hoffmans et Verheij, 1997).

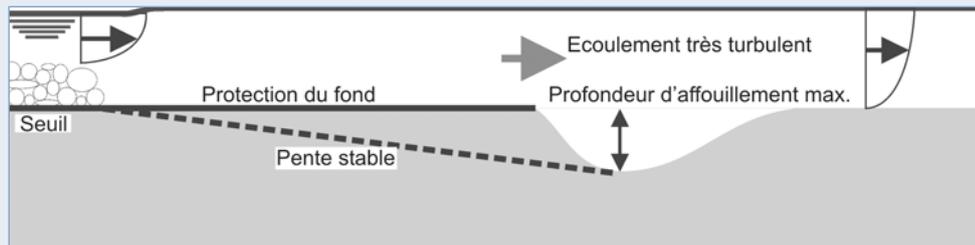


Figure 7.10 Relation entre la profondeur d'affouillement et la longueur de la protection

7.2.6.3 Protection du fond

Pour limiter, autant que possible, les risques de liquéfaction, une couche de laitiers phosphoriques (de 0.5 m d'épaisseur) a été placée sur le fond du chenal avant le début de la construction du seuil. Cette opération a été effectuée à proximité de l'extrémité future de la protection du fond, qui constitue la zone la plus concernée par le développement de fosses d'affouillement. Cette couche, d'une largeur de 28 m, s'étendait sur toute la largeur du chenal et a été placée des deux côtés du seuil (voir la Figure 7.11).

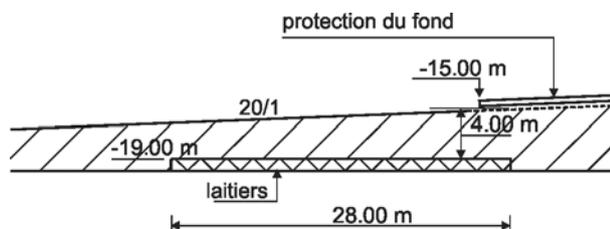


Figure 7.11 Couche de laitiers phosphoriques placée aux pieds aval et amont du seuil avant la construction

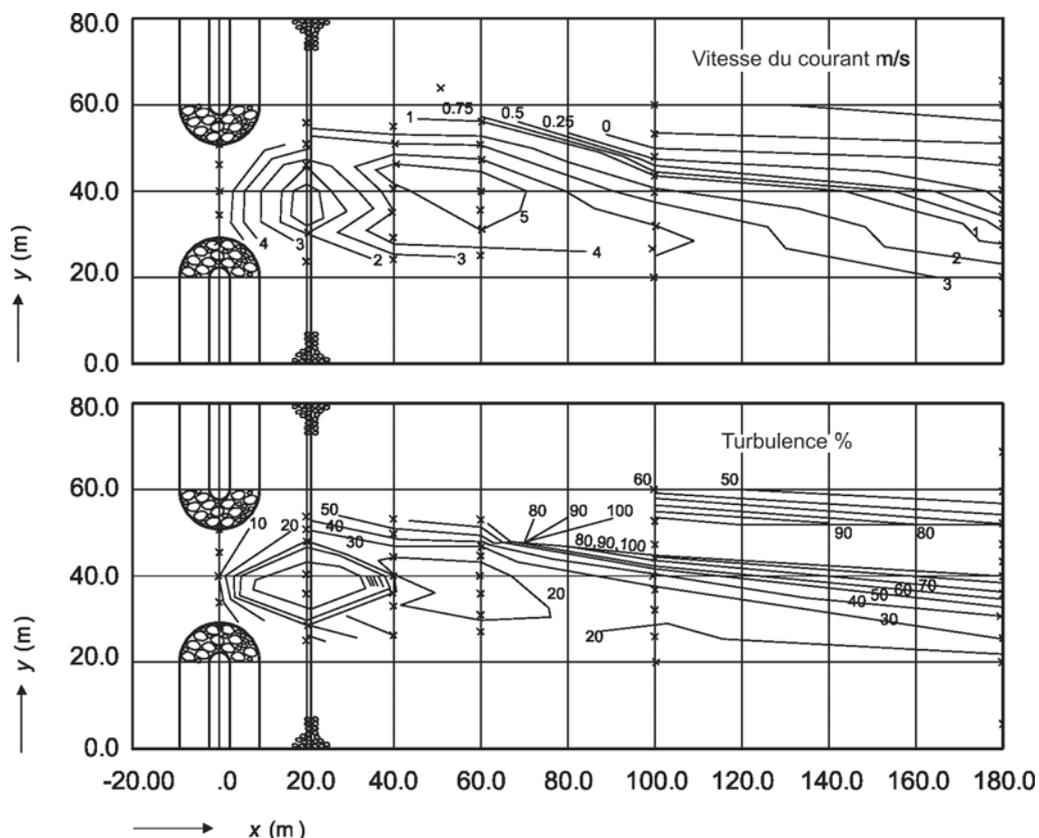
Les couches supérieures de la protection du talus et du fond ont dû être conçues pour résister aux courants maximaux observés lorsque la fermeture verticale entraînait une diminution de la surface de la passe de fermeture de l'ordre de 40 à 50 %. Le dimensionnement de la protection du fond à l'aval (taille de l'enrochement et étendue de la protection) dépend de la phase de fer-

meture : on utilise d/h (-) pour les fermetures verticales et b/b_0 (-) pour les fermetures horizontales. Plus l'enrochement est situé loin de l'axe de la fermeture, plus la taille requise pour l'enrochement diminue.

On dispose de deux méthodes pour dimensionner la protection du fond placée en aval d'un seuil et/ou d'une digue de fermeture :

- les essais sur modèles physiques (ou modèles réduits) - voir la Section 5.3 ;
- l'utilisation d'un critère de stabilité, par exemple l'Équation 5.129 (Section 5.2.1.9), tenant compte du facteur de profil pour la vitesse, Λ_h (-), et du facteur d'amplification en cas de turbulence, k_t (-), présentés aux Sections 5.2.1.8 et 5.2.1.3, respectivement.

La détermination de la taille de l'enrochement pour la protection du fond placée en aval d'un barrage (dans la pratique, en aval d'une digue ou d'un seuil) consiste à déterminer les principales interactions hydrauliques avec le barrage : les vitesses, U (m/s), et la turbulence, exprimée sous la forme d'intensité relative de la turbulence, r (%) (voir la Figure 7.12). Des essais en laboratoire ont fourni une indication de la stabilité des enrochements de la protection du fond par rapport à celle de l'enrochement du barrage de fermeture. Un coefficient de débit, F_q , a été défini pour une situation où la même taille d'enrochement était utilisée pour la protection et le barrage (voir la Figure 5.2.3.5 – Équation 5.240). Ce coefficient F_q peut être interprété comme un coefficient de sécurité relative. Les essais ont fait apparaître une dispersion des valeurs de F_q entre 1 et 2, ces valeurs ayant tendance à augmenter parallèlement à l'augmentation de la hauteur du barrage ou du seuil (d/h). Lorsqu'on utilise un critère de débit, le diamètre critique D dépend de $q^{2/3}$ où q est le débit spécifique (débit en m^3/s par mètre de largeur). Cela signifie qu'à une distance suffisante du seuil, la taille de l'enrochement peut être réduite à 60 % de la taille de l'enrochement à proximité du seuil. Toutefois, puisque la longueur donnée de la protection du fond n'était que de 100 m, aucune réduction n'a été appliquée.



Note : la direction de l'écoulement forme un angle de 10° par rapport à la ligne perpendiculaire à l'axe du barrage

Figure 7.12 Modèle d'écoulement et d'intensité de la turbulence à l'aval d'une fermeture combinée.

Lors de la phase de fermeture la plus critique pour la protection de fond, la fermeture verticale avait atteint une hauteur située à 4 à 5 m au-dessous du niveau moyen de la mer. À ce stade, de l'enrochement 10 à 300 kg a été utilisé pour effectuer la fermeture verticale. Si l'on utilise une couche d'enrochement relativement mince comme protection de fond, sa blocométrie doit de préférence être moins étendue que celle de l'enrochement utilisé dans la fermeture; on a donc opté pour une couche de protection de fond de 60 à 300 kg.

Près des berges, la protection du fond et des berges subissait une attaque des courants plus forte que celle au milieu du chenal, car la hauteur séparant le niveau du seuil et la protection du fond était inférieure à la hauteur mesurée au milieu de la passe. Cette attaque plus forte a été observée lorsque la digue de fermeture a atteint une hauteur située à 3.5 m au-dessous du niveau moyen de la mer. L'enrochement utilisé sur la digue de fermeture présentait une blocométrie de 300 à 1 000 kg. De l'enrochement similaire a été utilisé pour la protection du fond à partir d'une profondeur située à 7 m au-dessous du niveau moyen de la mer. Pour $h = 8$ m, cette taille de l'enrochement doit être appliquée sur une distance de $7 \times 8 \approx 60$ m à partir des pieds aval et amont de la digue de fermeture, puis être réduite à 60 à 300 kg. À une distance de 110 m des pieds, des enrochements présentant une blocométrie de 10 à 60 kg ont pu être utilisés.

7.2.6.4 Phase finale de la fermeture

Pour effectuer la fermeture finale sous la forme d'une digue en enrochement construite dans le chenal au-dessus du seuil, une fermeture mixte de type H/V a été envisagée (voir la Section 7.2.4). La fermeture horizontale aurait été entreprise dès que le niveau de crête atteint par une fermeture verticale aurait permis de faire fonctionner un barrage mobile à déversement libre. Il aurait toutefois fallu réaliser ce type de fermeture horizontale simultanément à partir des deux berges. Or la berge côté Tholen ne comportait aucune zone de stockage; il a donc fallu abandonner cette idée. Il est déconseillé de procéder à une fermeture horizontale à partir d'une berge seulement, à cause de l'attaque des courants sur la berge et de l'écoulement turbulent le long de cette berge. Il faut également éliminer tout projet de fermeture purement horizontale. Au vu de toutes ces considérations, on a décidé d'opter pour une fermeture verticale. La taille de l'enrochement à utiliser au cours des différentes étapes de la fermeture a été déterminée conformément aux recommandations et aux formules présentées aux Sections 5.1.2.3 et 5.2.3.5.

Outre les quatre régimes d'écoulement (écoulement de type « barrage bas », intermédiaire ou de type « barrage haut », et écoulement à travers le barrage, tels que présentés à la Section 5.1.2.3, Figure 5.20, et à la Section 5.2.3.5, Tableau 5.57), les concepteurs ont pris conscience que différents types de barrages verraient le jour au cours de la construction, tels que des barrages à large crête, à crête mince ou à crêtes multiples (voir également le Tableau 5.57, qui donne les valeurs de dimensionnement des nombres de stabilité, notamment). Enfin, une fois achevée, la fermeture construite verticalement, devait être capable de résister à l'attaque de la houle ainsi qu'au franchissement, avant d'être incorporé au profil final du barrage. Dans la pratique, cette opération a été réalisée en ajoutant un tiers de la hauteur significative de la houle, H_s (m), à la hauteur d'eau à l'amont, H (m), pour obtenir la hauteur équivalente de la houle, H_{eq} (m), ce qu'illustre la Figure 7.13. Les essais sur modèles réduits indiquaient qu'une géométrie de barrage présentant une crête de 5 m de large et des talus de pente 2/1 donnerait comme résultats les nombres de stabilité associés, $H_{eq}/(\Delta D_{n50})$ (-), présentés au Tableau 7.2 pour trois niveaux de dommage-types.

Tableau 7.2 Nombres de stabilité relatifs à la fermeture finale de Tholense Gat

| Dommage | Nombre de stabilité $H_{eq}/(\Delta D_{n50})$ |
|---|---|
| Quasi-nul | ≤ 1.0 |
| 1 bloc d'enrochement par mètre linéaire | 1.1 |
| Rupture | 1.3 à 1.4 |

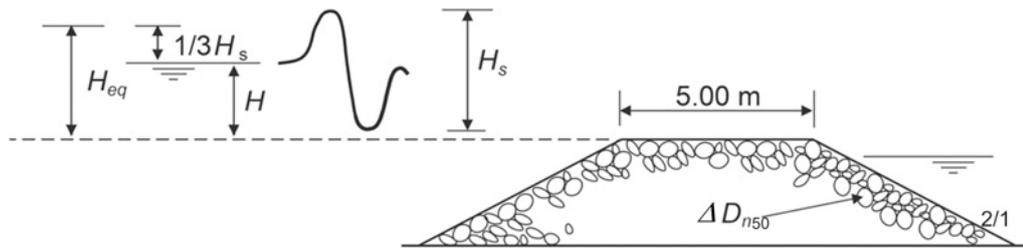


Figure 7.13 Actions exercées par la houle et les courants lors du franchissement du barrage achevé

Dans le contexte de ce guide, il est impossible de passer en revue toutes les variations des conditions aux limites hydrauliques, les mécanismes de rupture éventuels et les procédures d'optimisation probabilistes à évaluer lors du dimensionnement des différentes étapes de la construction. Le principe directeur était d'utiliser une taille d'enrochement donnée jusqu'à atteindre une probabilité de rupture de $P_F = 2$ à 3 % ; en deçà de cette fourchette, en effet, en cas de dommage, il est plus rentable d'effectuer des réparations que d'opter pour des tailles d'enrochement supérieures.

7.2.6.5 Barrage de fermeture

Pour empêcher les effets classiques de contraction autour des musoirs du barrage, la fermeture a été construite en couches d'une épaisseur maximale de 1.5 m (voir les Figures 7.9 et 7.14). Les matériaux utilisés pour la fermeture étaient des laitiers phosphoriques et de l'enrochement présentant différentes blocométries (10-300 kg, 60-300 kg et 300-1 000 kg). L'utilisation de plusieurs matériaux a nécessité une analyse de l'érosion interne (pour les règles de filtres, voir la Section 5.4.3.6) entre les couches constituées de matériaux différents. D'autres aspects ont également été étudiés, notamment :

- la micro-stabilité en cas d'écoulement de type « barrage haut », caractérisé par $H > 0$ et $h_b/(\Delta D_{n50}) < 0$, où H = hauteur d'eau à l'amont (m) et h_b = hauteur d'eau à l'aval (m), calculées par rapport au niveau de la crête du barrage (voir la Figure 5.20 à la Section 5.1.2.3) ;
- le tassement du sol de fondation et du corps du barrage (voir la section 5.4.3.7 pour obtenir d'autres règles de dimensionnement) ;
- la transition entre la fermeture et les berges du chenal (en tenant compte, là encore, des caractéristiques géotechniques de ces berges).

Sur la hauteur comprise entre 9.5 m et 5 m sous le niveau moyen de la mer, la digue de fermeture a été construite en laitiers phosphoriques. Les talus ont ensuite été recouverts d'une couche d'enrochement d'1 m d'épaisseur (blocométrie de 10 à 300 kg). La digue de fermeture a ensuite été élevée en plaçant des couches d'enrochements d'1.5 m d'épaisseur jusqu'à un niveau situé 3.5 m sous le niveau moyen de la mer (soit 0.75 m d'enrochement de 10 à 300 kg, puis 0.75 m d'enrochement de 60 à 300 kg). Les couches suivantes ont été placées de la façon représentée à la Figure 7.14.

Jusqu'à une hauteur comprise entre 1 et 1.5 m en dessous du niveau moyen de la mer, les blocs d'enrochement ont été déversés depuis des navires à déversement latéral sous contrôle. On a ensuite utilisé des tombereaux ainsi que des pelles mécaniques. On a pris soin de toujours fermer une couche d'enrochement à une certaine distance des berges. Cela a donné naissance à la structure complexe représentée à la Figure 7.14. Un aspect particulier des travaux était la construction de voies accessibles aux tombereaux en plaçant des enrochements de taille plus réduite sur les couches de blocométrie 300 à 1 000 kg.

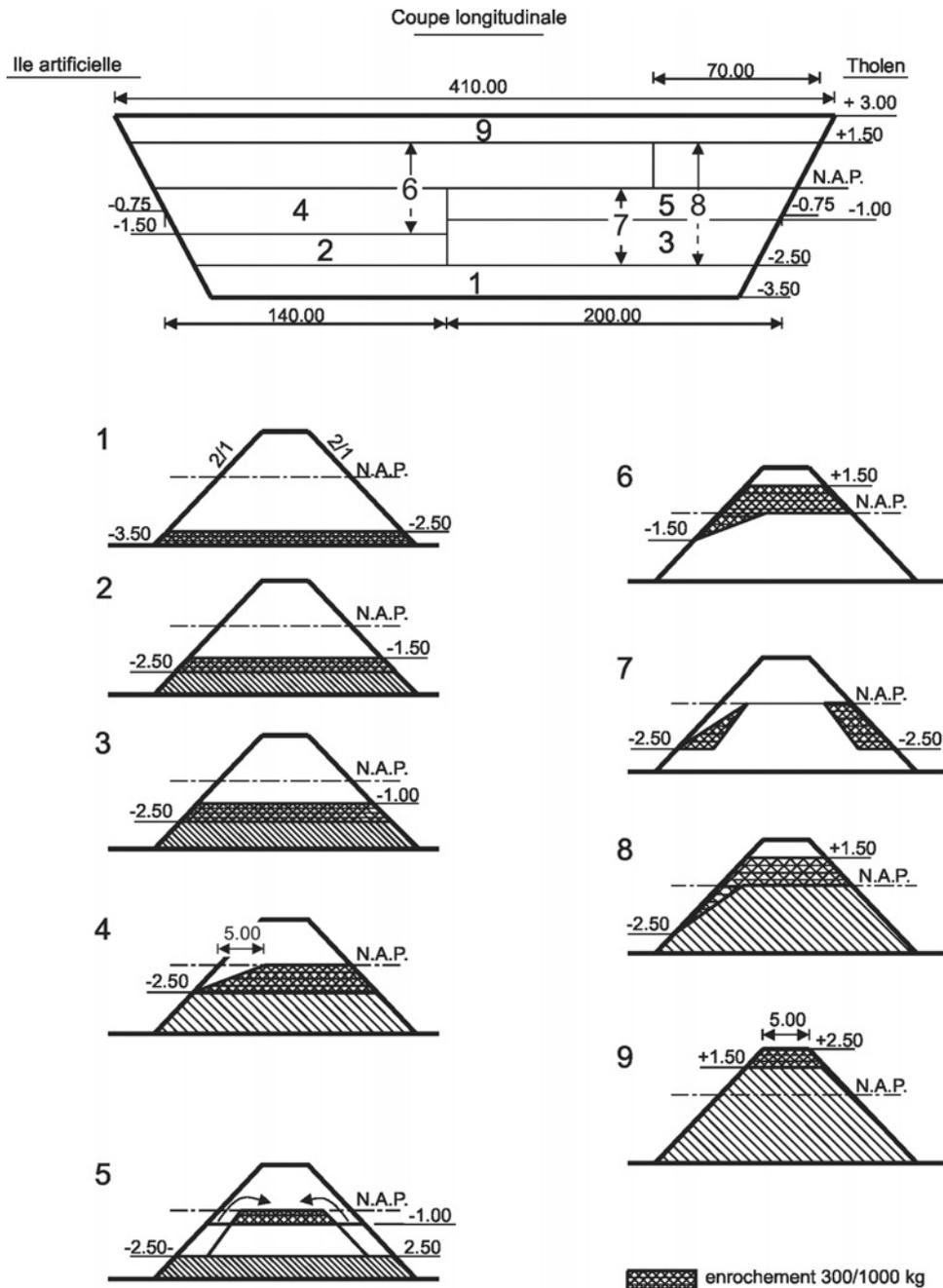


Figure 7.14 Élévation de la fermeture de Tholense Gat, d'une hauteur située 3.5 m sous le niveau moyen de la mer jusqu'à une hauteur située 3 m au-dessus du niveau moyen de la mer; N.A.P. = niveau de référence local, approximativement égal au niveau moyen de la mer

Les mouvements moyens de marée des deux côtés de la fermeture ainsi que les vitesses du courant sont représentés à la Figure 7.15 – courbe supérieure : crête située 1 m sous le niveau moyen de la mer; courbe inférieure : crête située au niveau moyen de la mer. Dans cette zone, on a utilisé des enrochements d'une blocométrie de 300 à 1000 kg, ce qui correspond à $M_{50} = 630$ à 800 kg (voir le Tableau 3.6 à la Section 3.4.3.7). En prenant $\rho_r = 2650$ kg/m³, la taille requise de l'enrochement est $D_{n50} = 0.65$ m (voir la Section 3.4.2).

Pour une hauteur de crête située à 1 m sous le niveau moyen de la mer et des mouvements moyens de marée, les hauteurs d'eau à l'amont et à l'aval sont $H = 2.4$ m et $h_b = 2$ m, respectivement, donc $h/(\Delta D_{n50}) = 1.9$, ce qui correspond à un écoulement intermédiaire (voir la Figure 5.20 à la Section 5.1.2.3 et le Tableau 5.57 à la Section 5.2.3.5); c'est donc la Figure 5.97 (Section 5.2.3.5) qui s'applique. Ainsi, puisque $h_b/(\Delta D_{n50}) = 1.9$ et $H/(\Delta D_{n50}) = 2.3$, on peut voir, d'après la Figure 5.97, que l'enrochement est stable. De plus, il faut noter que la vitesse maximale

($U = 4$ m/s) est observée au bout de 15 heures (voir Figure 7.15a) pour $H = 2.3$ m et $h_b = 1.3$ m. Dans ces conditions, $h_b/(\Delta D_{n50}) = 1.25$ et $H/(\Delta D_{n50}) = 2.2$, et il découle de cette même Figure 5.97 qu'il s'agit d'une situation stable.

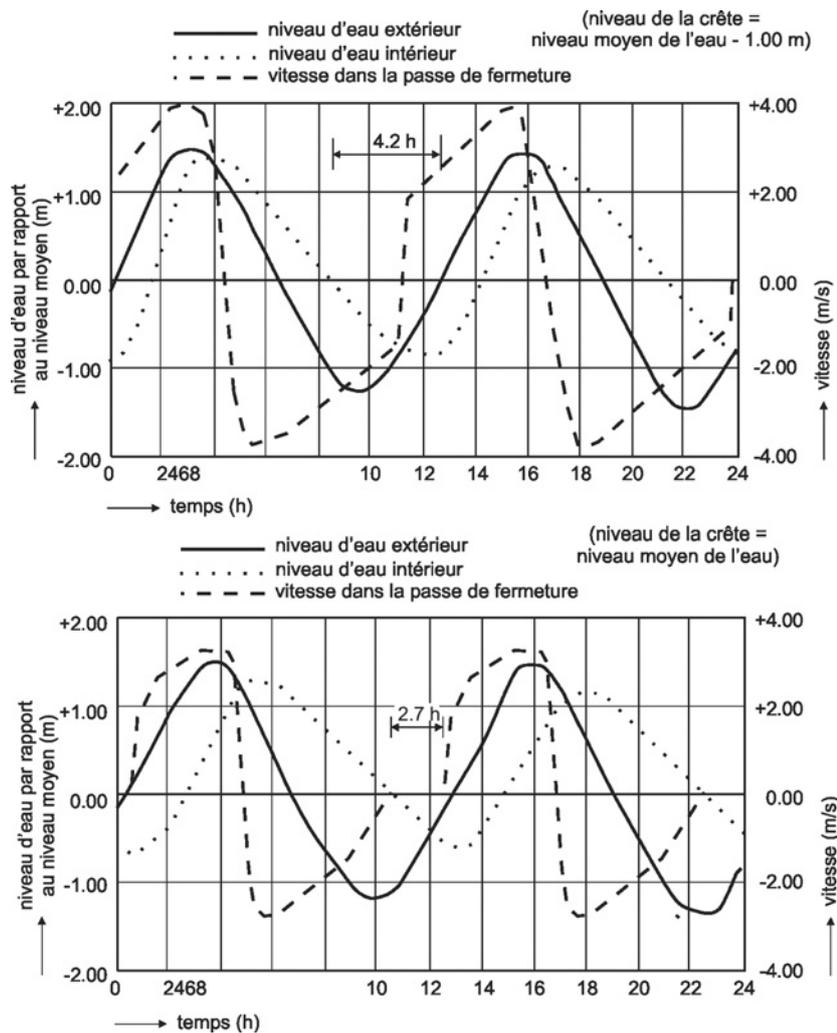


Figure 7.15 Niveaux d'eau de part et d'autre de la fermeture et vitesses du courant qui traverse le seuil pour deux hauteurs de crête différentes du seuil au cours d'une marée moyenne

7.2.7 Prise en compte de la construction dans la conception

Comme cela a été indiqué à la Section 7.2.4, il est possible d'avoir recours à une méthode de fermeture horizontale ou verticale. D'un point de vue hydraulique, on préfère la fermeture verticale parce que l'écoulement est moins turbulent. Cela signifie que la taille requise pour l'enrochement est moindre, et que l'affouillement est plus limité. Les fermetures verticales peuvent être réalisées de trois façons différentes :

- **à l'aide de navires de déversement**, par exemple par déversement latéral de l'enrochement : cette méthode n'est envisageable que s'il y a suffisamment de profondeur (p. ex. environ 4 m) ;
- **à l'aide de chariots-treuil** : cette méthode n'est réalisable que pour des fermetures relativement grandes en raison des coûts induits par de tels systèmes ;
- **à l'aide d'un pont à partir duquel les camions déversent directement l'enrochement** : cette méthode n'est envisageable que pour des fermetures relativement peu profondes avec une passe de fermeture étroite.

Ces trois méthodes sont toutes relativement coûteuses, ce qui conduit souvent à opter pour une fermeture horizontale, réalisable à l'aide de seuls tombereaux. Cela signifie qu'aucun(e) équipement ou compétence spécifique n'est requis(e) ; les inconvénients de la fermeture horizontale

sont que cette méthode nécessite d'utiliser des enrochements plus gros, que le phénomène d'afouillement est plus intense, et qu'il faut s'attendre à davantage de pertes d'enrochement.

7.3 FERMETURES DE RIVIÈRES

7.3.1 Objectifs des fermetures de rivières

L'expression *fermeture de rivière* induit en erreur dans la mesure où une rivière ne peut pas être complètement fermée, même de manière temporaire. Une rivière est un élément essentiel du dispositif de drainage d'un bassin versant et elle ne saurait être *fermée*, sauf si :

- le débit fluvial est détourné par une dérivation provisoire et déversé par la suite plus bas à l'aval dans le même cours d'eau ou dans un autre bassin fluvial ;
- le débit fluvial est temporairement stocké dans un réservoir et, par la suite, libéré de manière contrôlée via un déversoir, une centrale électrique ou un système d'irrigation.

Il découle de ce qui précède que les fermetures de rivières sont nécessaires dans les cas suivants :

- si l'on souhaite fermer un bras (ou plus) d'une rivière dans le cadre de travaux d'aménagement ou pour créer des dérivations temporaires de la rivière à l'aide de batardeaux, afin d'établir un environnement sec et sécurisé en vue de la construction d'un barrage permanent et des travaux annexes (voir la Figure 7.16) ;
- dans le cadre de la fermeture de passages de dérivation à travers un barrage inachevé au moment de sa réalisation ou dans le cadre des travaux de dérivation distincts. Dans ce cas, on parle généralement de *fermeture d'ouvrages de dérivation* ;
- si l'on souhaite construire des barrages de dérivation, pour lesquels la surélévation du niveau de l'eau à leur contact permet de dévier l'eau quelle que soit la saison. La dérivation peut être dirigée vers un système d'irrigation ou vers un canal ou un tunnel entre deux bassins. Un barrage de dérivation de ce type peut être franchi ;
- pour créer un barrage mobile subissant un franchissement plus ou moins permanent, sans vannes, utile pour la navigation fluviale et/ou la production hydroélectrique au fil de l'eau.

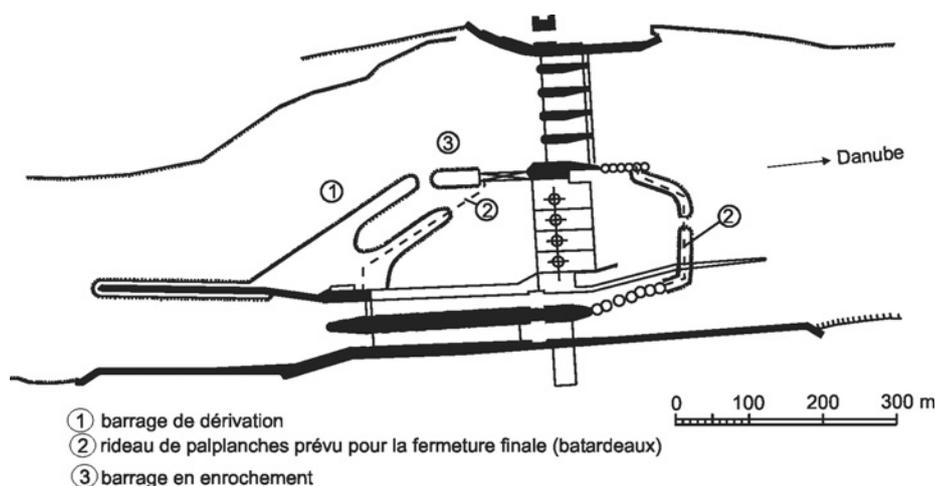


Figure 7.16 Dérivation d'une rivière pour la phase finale de construction de la centrale hydroélectrique d'Aschach, sur le Danube (Autriche)

7.3.2 Caractéristiques des fermetures de rivières partielles et des batardeaux

La fermeture partielle d'une rivière peut être nécessaire dans le cadre de travaux d'aménagement fluvial destinés à faciliter la navigation.

La dérivation d'une rivière pendant la construction d'un barrage implique le dimensionnement et la construction des fermetures de la rivière dans les zones cernées par un batardeau. Cette opération permet de créer des zones de travail sans eau et protégées des inondations, à l'intérieur desquelles l'ouvrage permanent peut être construit au sec. Ces travaux d'aménagement fluvial doivent faire partie de la conception générale du projet, dans la mesure où la solution adoptée aura un impact majeur sur le dimensionnement de l'ensemble, sur les coûts ainsi que sur le programme de construction de l'ouvrage de fermeture (c.-à-d. le barrage-réservoir et ses éléments annexes). En règle générale, ces travaux d'aménagement fluvial consistent en un ensemble de batardeaux érigés et/ou étendus ou enlevés au cours des phases de construction ultérieures, ainsi qu'en divers ouvrages de dérivation associés, tels que des tunnels, des chenaux, des aqueducs et des ouvertures dans le barrage partiellement achevé.

Les travaux entrepris entre 1967 et 1968 dans les rapides de Bajibo, à 55 km en aval du barrage de Kainji (Nigéria), sont un exemple représentatif de ce type de travaux d'aménagement fluvial destinés à améliorer la navigation (voir la Figure 7.31). Ces travaux se composaient de deux parties principales : (1) fermeture totale de l'un des chenaux de la rivière et (2) construction d'un barrage mobile dans un autre chenal. Ces améliorations ont permis de rendre navigable le troisième et dernier chenal de la rivière tout au long de l'année. Les Figures 7.17 et 7.18 présentent les travaux de dérivation de Kainji pour les étapes II et III de la dérivation.



Figure 7.17 La phase II de la dérivation du fleuve Niger au niveau du barrage de Kainji s'effectue par des déversoirs inachevés (source : J. van Duivendijk)

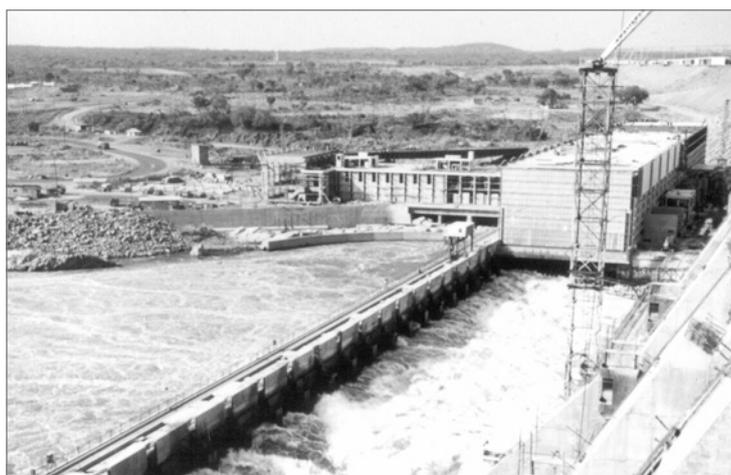


Figure 7.18 La phase III de la dérivation du fleuve Niger au niveau du barrage de Kainji s'effectue par six conduites structurelles de la centrale électrique (source : J. van Duivendijk)

La mise en œuvre des travaux d'aménagement fluvial est toujours une opération critique parce que la construction ne peut avoir lieu que pendant des périodes limitées, lorsque le niveau et le débit de la rivière sont bas. Les retards, les incidents et les défauts de construction peuvent avoir de lourdes conséquences et nuisent presque toujours à la planification de l'ensemble du projet. Ce constat est encore plus valable pour les rivières à débit moyen ou élevé et pour les rivières

sujettes à des crues soudaines et importantes. L'étude plus poussée d'un dimensionnement combiné pour les ouvrages permanents et de dérivation dépasse le cadre du présent guide. Pour plus de renseignements, se référer aux publications du CIGB (1986).

Un projet de dérivation peut comprendre une ou plusieurs étapes. En règle générale, les travaux se déroulent comme suit :

1. Construction d'un petit batardeau permettant le point 2 ci-dessous (si nécessaire).
2. Construction de dérivations provisoires, d'aqueducs, de chenaux ainsi que d'ouvrages d'aménagement.
3. Construction de batardeau(x) à travers le chenal de la rivière pendant la saison des basses eaux, ce qui force la rivière à s'écouler dans les dérivations.
4. Construction d'ouvrages permanents à l'intérieur de la zone protégée par un batardeau, comprenant des éléments de vidange.

et, dans le cas des travaux en plusieurs étapes, exclusivement :

5. Démolition du/des batardeau(x) pour laisser la rivière s'écouler à travers les points de vidange dans le barrage-réservoir (voir la Figure 7.18).
6. Construction du/des batardeau(x) de la deuxième phase.
7. Construction d'ouvrages permanents dans la zone protégée par le(s) batardeau(x) de la deuxième phase.
8. Fermeture des points de vidange ou des passages de dérivation afin de commencer à retenir l'eau dans le réservoir, ce qui correspond à l'achèvement de la fermeture de la rivière.

7.3.3 Tracé en plan et choix de la méthode générale

Comme cela a été mentionné au Tableau 7.1, l'une des différences fondamentales entre les fermetures de rivières et les fermetures d'estuaires est la nature du sol de fondation. Dans la plupart des cas, les fermetures de rivières sont construites sur des lits rocheux et entre les rives. La qualité de la roche de fondation est souvent trop mauvaise pour les ouvrages permanents, mais suffisante pour constituer la protection de fond, voire de construction d'une fermeture.

De même que pour les fermetures d'estuaires, il faut établir une distinction entre la fermeture réelle de la rivière (*arrêt de l'écoulement*) sur une section donnée, et le barrage construit ensuite le long de l'axe de fermeture de la rivière ou à proximité.

La fermeture peut faire partie de la construction d'un barrage-réservoir, de travaux de régulation de l'écoulement fluvial ou de construction d'un pont, afin de ne fermer qu'un chenal de rivière spécifique. Dans les deux cas, l'ouvrage qui en résulte est permanent. Toutefois, la fermeture de rivière peut être conçue comme partie initiale d'un batardeau et dans ce cas la situation diffère car :

- l'ouvrage est de nature temporaire, donc les probabilités de rupture peuvent être plus élevées, et les critères de dimensionnement et le cahier des charges de la construction peuvent être moins stricts ;
- une fois l'ouvrage permanent terminé, la structure temporaire peut être soit enlevée soit laissée sur place, par exemple lorsqu'elle est immergée dans le réservoir situé à l'arrière du barrage.

Les fermetures de rivières ont rarement un objectif unique. Leur emplacement, leur tracé en plan et les conditions aux limites qui les caractérisent dépendent fortement de la nature des ouvrages permanents, de leur planification (y compris les opérations de dérivation) et de la planification des travaux. Il est donc impossible d'analyser le tracé en plan et le choix des types de fermetures de rivière sans prendre en considération la régulation et l'aménagement de la rivière. Comme ce dernier ne figure pas parmi les objectifs du présent guide, la liste ci-dessous n'est incluse ici qu'à titre de référence. Le CIGB (1986) a décrit les facteurs répertoriés comme « tendances actuelles en matière d'installations pour l'aménagement fluvial » :

- les ouvrages complexes, tels que les centrales électriques, les déversoirs ou les digues longitudinales sont construits de préférence sur les rives ou sur un site plus vaste dans la vallée fluviale, ce qui permet d'éviter de construire des batardeaux coûteux;
- la tendance est à la réduction de la dérivation des écoulements maximaux et parfois à la tolérance du franchissement des batardeaux pendant la construction. Cette dernière option peut être particulièrement intéressante si la dérivation de crues extrêmes via des tunnels est onéreuse;
- au cours des 25 dernières années, à plusieurs reprises, des fermetures de rivière ont été construites sur le lit naturel de la rivière selon une méthode de fermeture verticale. Parfois, deux remblais parallèles ont été construits simultanément afin de limiter les charges différentielles individuelles;
- les essais sur modèles sont des outils extrêmement précieux pour analyser la plupart des problèmes liés à l'aménagement des rivières – surtout les ouvrages de dérivation – y compris les interactions avec le réseau fluvial et les fermetures sur le lit naturel. Toutefois, il est essentiel que les paramètres appropriés, notamment les conditions aux limites, la densité et la forme des matériaux, ainsi que les relations entre les hauteurs d'eau et les écoulements fluviaux, soient correctement représentés. Il est également important de noter que certains problèmes sont difficiles à reproduire dans des essais sur modèles, comme par exemple l'infiltration à travers les remblais, la vibration des éléments en acier ou des dalles en béton fines, les contraintes internes dans les matériaux, les jonctions avec les rives, de même que le problème d'intégrité de l'enrochement. Il est donc possible que les essais sur modèles ne représentent pas la rupture potentielle avec précision, en particulier dans le cas du franchissement de batardeaux en terre ou en enrochement.

7.3.4 Considérations générales relatives au dimensionnement de la section transversale

Les fermetures de rivières en enrochement sont généralement des remblais. Ils peuvent servir de rampe d'accès vers un pont, de route vers une île ou de barrage-réservoir. Une fois sa fonction remplie, la fermeture est recouverte. Il n'existe pas d'impératifs d'exploitation spécifiques.

Il en va de même pour les batardeaux. Dans la plupart des cas, il s'agit d'ouvrages temporaires, érigés par une entreprise selon une conception qu'elle a elle-même réalisée. Leur fonction est purement utilitaire/temporaire et le type d'impératifs d'exploitation généraux, tels que ceux que mentionne la Section 8.1.2.3 pour l'aménagement fluvial, ne s'applique pas. Un batardeau peut également faire partie d'un ouvrage permanent. Dans ce cas, quelques impératifs d'exploitation généraux peuvent s'appliquer mais, dans la plupart des cas, le batardeau est recouvert par l'ouvrage permanent (voir la Figure 7.19).

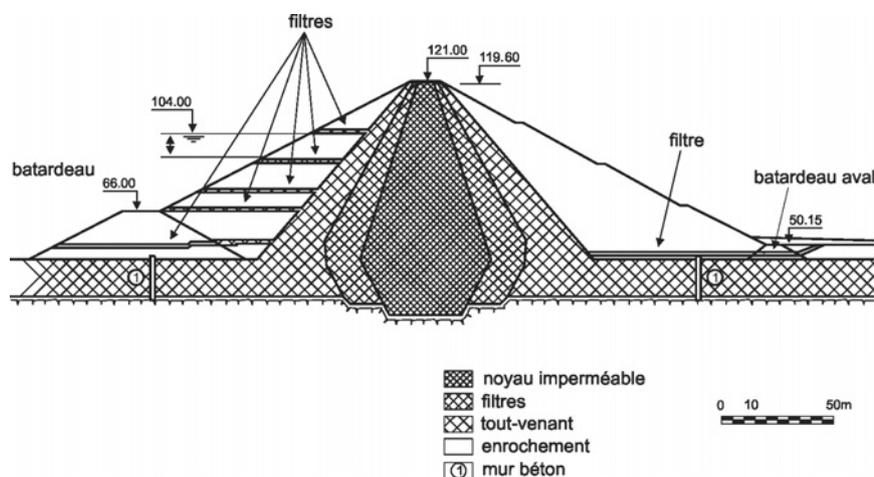


Figure 7.19 Coupe d'un barrage en enrochement en Espagne, montrant les batardeaux intégrés dans l'ouvrage final

Lorsqu'un noyau imperméable est installé dans un barrage de fermeture en enrochement, il faut prêter une attention particulière à la jonction entre le noyau et le sol de fondation, pour éviter la formation de renards (voir la Section 5.4.3.6).

La coupe du barrage est déterminée par des conditions aux limites hydrauliques et géotechniques, par la disponibilité et l'approvisionnement en matériaux et par des aspects propres à la construction qui incluent l'expérience accumulée localement sur des ouvrages similaires. Ces impératifs, propres à chaque site, sont analysés ci-dessous.

Conditions aux limites hydrauliques et géotechniques

Les définitions des conditions aux limites hydrauliques en fonction (i) des vents et des vagues, (ii) des niveaux d'eau induits par le débit et l'affouillement, (iii) des courants et des hauteurs d'eau en fonction du débit et de la bathymétrie locale, (iv) des processus de sédimentation et (v) de l'activité sismique sont données au Chapitre 4, avec les conditions aux limites géotechniques.

Les variations saisonnières en termes de débit et de niveau d'eau, telles qu'elles sont normalement représentées sur les courbes de débits et de niveaux (voir la Section 4.3.3) sont particulièrement importantes pour les fermetures de rivières. Mesurés sur plusieurs années, ces débits et niveaux d'eau permettront d'établir les courbes de dépassement correspondantes (voir la Figure 7.20), qui sont indispensables pour le calcul de la taille de l'enrochement et de la hauteur de la crête par rapport au planning des travaux et de la fenêtre de construction disponible.

Outre les hydrogrammes mentionnés ci-dessous, la principale condition aux limites hydraulique est la différence de charge qui s'exerce sur la fermeture, dans la mesure où elle se développe progressivement pendant l'opération de fermeture en fonction (i) de la distribution de l'écoulement dans la passe de fermeture et dans le passage de dérivation et (ii) des conditions d'écoulement fluvial en amont et en aval du site de fermeture. Pour les batardeaux franchis, la distribution de l'écoulement fluvial au-dessus du batardeau et dans le passage de dérivation (p. ex. tunnel) pour des ondes de crue de tailles et de fréquences différentes est un élément intéressant. Dans ce cas, la fréquence a trait non seulement à la fréquence du débit maximal, mais également à la fréquence des durées et des volumes spécifiques des ondes de crue (voir la Section 4.3.3).

En règle générale, les vagues levées par le vent ne constituent pas une condition aux limites importante pour les fermetures de rivières. Il en va de même pour les variations de niveaux d'eau et de courants induites par la navigation. Peu de fermetures de rivières ont été entreprises dans des rivières alluviales; la morphologie de la rivière est donc généralement moins intéressante pour le dimensionnement de fermetures de rivières (voir néanmoins la Section 7.3.5 pour certains aspects particuliers). En ce qui concerne les aspects géotechniques, on pourra se reporter aux Sections 4.4 et 5.4 pour les mécanismes généraux et spécifiques, respectivement.

Le fait que les mécanismes de rupture soient susceptibles ou non de se produire dépend fortement de la blocométrie et des autres caractéristiques du matériau utilisé pour la fermeture. La migration des matériaux suite à un écoulement à travers l'ouvrage peut entraîner un glissement et/ou un tassement localisé(s) de l'ouvrage de fermeture. Les séismes peuvent également entraîner un tassement, mais n'induisent normalement pas de liquéfaction dans l'ouvrage, dans la mesure où l'on utilise généralement des matériaux grossiers dans les fermetures de rivière.

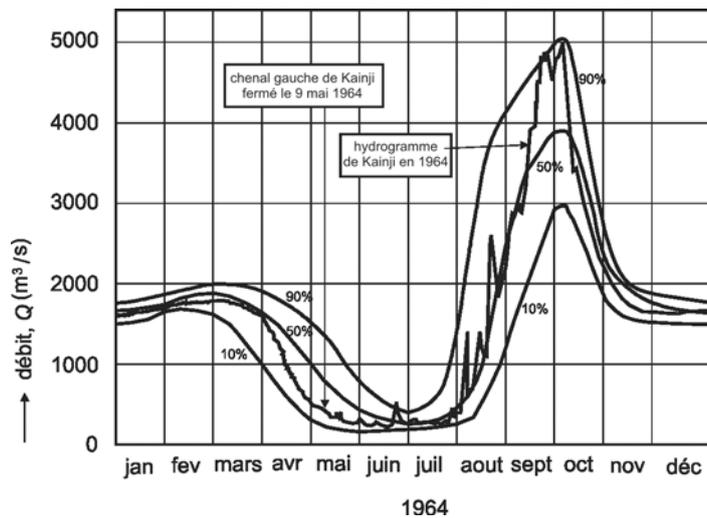


Figure 7.20 Hydrogramme de débit du fleuve Niger sur le site du barrage de Kainji, présentant les courbes de dépassement

Disponibilité des matériaux

Les matériaux les plus fréquemment utilisés pour les fermetures sont le tout-venant de carrière (voir Section 3.4.4), ou les enrochements triés qui comprennent des éléments dont la masse varie entre 1 et 5 t. Certaines carrières ne peuvent pas fournir des enrochements d'une telle taille ou le peuvent, mais en quantités insuffisantes, tandis que d'autres carrières peuvent fournir des blocs dont la masse peut atteindre 15 à 20 t. Si les carrières sur le site (ou à proximité) ne peuvent pas fournir le matériau souhaité, il est nécessaire de dimensionner la fermeture en tenant compte de l'approvisionnement en matériaux. Il faut adapter le dimensionnement de la fermeture ou utiliser des blocs de béton de 5 à 30 t. Parfois, les blocs de très grandes dimensions sont reliés par des câbles. Une autre option consiste à utiliser des enrochements plus petits enfermés dans des gabions (voir la Section 3.14).

La densité du matériau, bien qu'elle soit importante, n'est généralement qu'une donnée pour le dimensionnement. Il en va de même pour la forme. Le tout-venant issu de la carrière est relativement peu coûteux, tandis que l'enrochement de grande taille trié est coûteux. Des blocs de béton préfabriqués seront parfois préférés. La granulométrie du matériau influence la porosité de l'ouvrage pendant et immédiatement après la fermeture, mais généralement ce facteur est moins important que la taille. Les fermetures de rivières diffèrent des fermetures d'estuaires à cause :

- des sédiments charriés par la rivière, qui tendent à colmater les vides ;
- de la direction uniforme du courant.

Cette direction du courant et la différence de charge relativement élevée – par rapport à celle des fermetures d'estuaires – facilitent également l'étanchéification des fermetures de rivière. En déversant tout d'abord des matériaux grossiers, tels que des galets ou du sable, puis éventuellement de l'argile, le long du talus amont escarpé de la fermeture, il est possible de parvenir à une étanchéité quasiment parfaite en quelques jours.

Approvisionnement en matériaux

Les considérations évoquées à la Section 8.2.8 concernant les travaux d'aménagement fluvial s'appliquent également ici. Toutefois, en règle générale, sur le site d'un barrage-réservoir dans une zone escarpée ou montagneuse où un batardeau constitue une partie relativement limitée de l'ouvrage à construire, l'approvisionnement en matériaux ne pose aucun problème.

Aspects relatifs à la construction

Le dimensionnement et la construction de fermetures de rivières sont habituellement du ressort d'un intervenant unique : l'entreprise. En raison de la nature des fermetures de rivière, le dimensionnement est laissé à l'entreprise, qui tient compte de tous les aspects relatifs à la construction. Pour une analyse plus détaillée, on pourra consulter la Section 7.3.5 ci-dessous.

7.3.5 Aspects du dimensionnement spécifiques à l'ouvrage

Suite à la Section 7.3.1, il est possible de faire une distinction entre :

- le dimensionnement et la construction de fermeture de rivières ;
- la conception de batardeaux, y compris ceux qui peuvent être franchis lors de la construction.

Les aspects relatifs au dimensionnement diffèrent pour ces deux types de fermetures, qui font ainsi l'objet d'une analyse bien distincte par la suite.

7.3.5.1 Fermeture de rivières

Même après avoir procédé à une analyse théorique des fermetures de rivières ainsi qu'à plusieurs essais sur modèles (voir la Section 5.2.3.5), il est encore difficile de déterminer avec précisions les dimensions et les caractéristiques des matériaux constitutifs de la fermeture. Les données disponibles (CIGB, 1986) ont montré que les aspects suivants jouent un rôle-clé lors du dimensionnement et de l'exécution d'une fermeture de rivière :

- le **débit de la rivière** lors de la fermeture ;
- la **vitesse de fermeture**, c'est-à-dire la capacité de déversement des matériaux en tonnes/heure ;
- la **densité**, la **blocométrie** et la **taille maximale** des matériaux de fermeture disponibles ;
- la **méthode** de fermeture ou de **déversement** (méthode verticale ou horizontale) ;
- la **différence de charge** maximale au moment où les vitesses des courants à travers la passe deviennent critiques ;
- la tolérance (ou non) de **pertes de matériaux** ;
- l'**épaisseur des matériaux meubles ou de petite taille** (p. ex. tourbe, sable ou galets, qui recouvrent les blocs naturels du lit de la rivière).

Débit de la rivière

Il est préférable que la fermeture d'une rivière ait lieu lors de la période de l'année où les débits sont les plus faibles. Bien entendu, cette mesure est à relativiser. Même avec un faible débit, on peut avoir une importante différence de charge au niveau du barrage de fermeture. Dans le cas de la rivière Parana, à Yacyreta (Argentine - voir la Figure 7.21) l'équipe projet a été confrontée à un débit de 1 200 m³/s lors de l'opération de fermeture. Il était important de vérifier la probabilité de dépassement de ce débit et de déterminer quelles étaient les conséquences et/ou les mesures à prendre dans de telles circonstances. En construisant 2 barrages simultanément, la différence de charge pour chaque ouvrage diminuait, rendant la fermeture envisageable. Le « batardeau amont », construit par déversement aux extrémités (voir partie supérieure de la Figure 7.21) était destiné à être intégré au barrage définitif alors que plus à l'aval un barrage provisoire a été construit en utilisant la méthode de fermeture verticale, avec l'aide d'un pont de service.

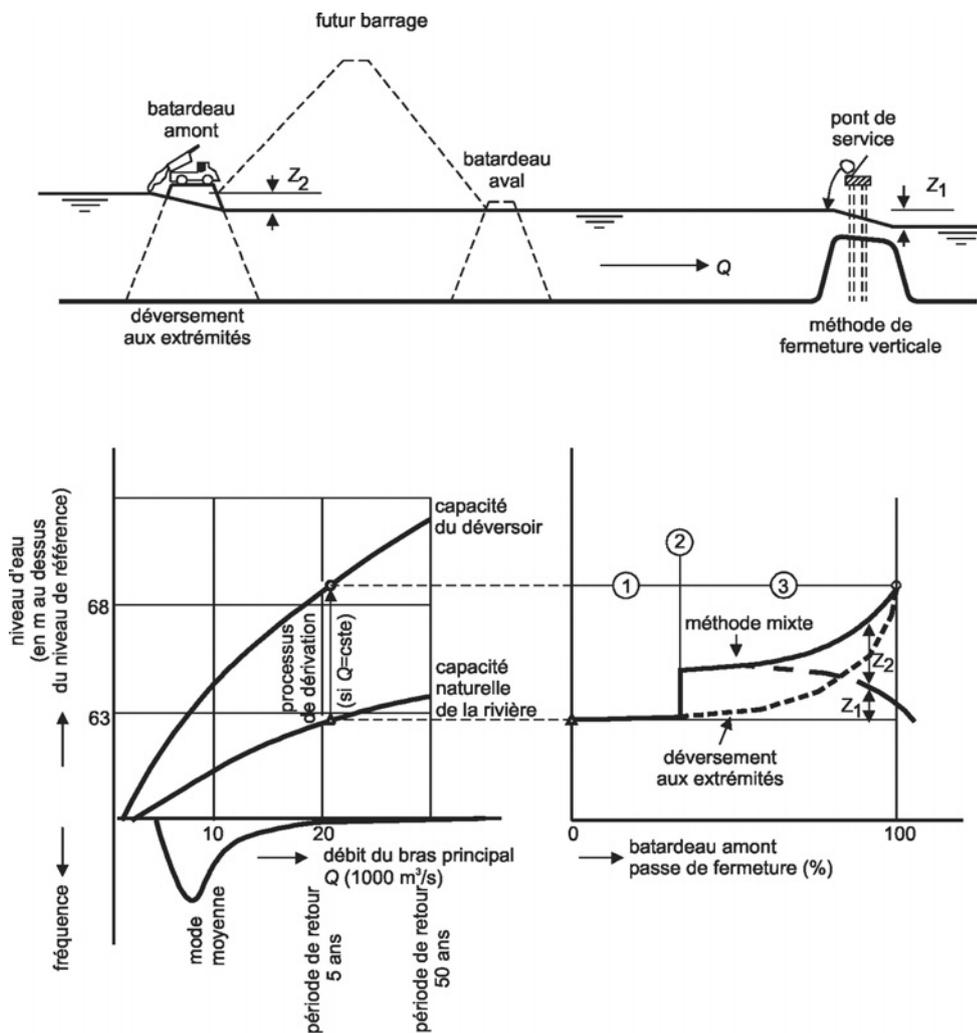


Figure 7.21 Système de dérivation de Yacreta, rivière Parana (Argentine)

Vitesse de fermeture

La vitesse de fermeture dépend des éléments suivants :

- la capacité des moyens de transport et des voies d'accès. Le déversement aux extrémités peut atteindre 1000 tonnes de matériaux par heure, ce qui implique le recours à des tombereaux basculants de grande capacité et par conséquent l'existence d'une piste d'accès de largeur et de capacité suffisantes (p. ex. 15 mètres). En cela, les opérations de fermeture utilisant des équipements terrestres – c'est-à-dire les fermetures horizontales – présentent moins de risques que les opérations utilisant des équipements flottants, dans la mesure où un retard au cours du processus de fermeture est moins probable si de nombreux équipements sont utilisés. Si une fermeture nécessite 50 camions et que l'un d'eux tombe en panne, on conserve 98 % de la capacité de fermeture, alors que si la fermeture est effectuée par deux navires à déversement latéral et que l'un d'eux devient inutilisable, la capacité chute immédiatement à 50 % ;
- l'expérience des entreprises: il faut s'assurer que celles qui sont engagées sur des projets de barrages ont une expérience en matière d'opérations par voie d'eau si cela est envisagé ;
- la disponibilité des équipements flottants ;
- la période pendant laquelle des parties de la fermeture inachevée/incomplète sont exposées aux courants. Dans le cas d'une fermeture horizontale, seul le musoir du barrage est exposé et, du moment que le déversement se fait plus ou moins en continu, les enrochements qui se trouvent à l'extrémité de l'ouvrage peuvent rester en place parce qu'ils ne sont exposés aux courants que pendant 5 à 10 minutes.

Méthode de déversement

La méthode de déversement aux extrémités ou méthode de fermeture horizontale est la plus efficace dans le cas de travaux de fermeture de rivières. Elle fait appel à d'énormes engins de terrassement (jusqu'à 65 tonnes de charge utile). Par le passé, on pratiquait également le déversement vertical ou frontal, car à l'époque les grands tombereaux n'existaient pas. Les avantages de la méthode verticale pour les fermetures d'estuaires sont moins évidents dans le cas des fermetures de rivières.

Matériaux utilisés pour la fermeture

Se reporter à la Section 7.2.3 pour tout renseignement sur les matériaux utilisés pour les fermetures.

Différence de charge

Il existe une relation étroite entre la différence de charge qui s'exerce sur la passe de fermeture, les vitesses moyennes dans cette passe, la taille des matériaux et la perte de matériaux. Lors d'une fermeture verticale, quatre types d'écoulement consécutifs sont identifiés pour la hauteur d'eau à l'aval h_b (m) : écoulement de type « barrage bas », écoulement intermédiaire, écoulement de type « barrage haut » et écoulement à travers l'ouvrage (voir la Figure 5.20 à la Section 5.1.2.3). Lors d'une fermeture horizontale, les trois régimes d'écoulement successifs identifiés sont : noyé, dénoyé et à travers l'ouvrage (pour les définitions, se reporter aux Figures 5.22 à 5.24 et aux Équations 5.92 à 5.94 dans la Section 5.1.5.3, dans le paragraphe intitulé « **Méthode de fermeture horizontale** »).

La plupart des fermetures de rivière sont **horizontales**. Au cours de la première phase du régime noyé, la différence de charge, $h_1 - h_3$ (m), où h_1 est le niveau d'eau à l'amont (m) et h_3 le niveau d'eau à l'aval (m), est encore modérée et les vitesses à proximité des enrochements déversés sur les côtés de la passe sont souvent inférieures à la vitesse moyenne dans la passe. Dans la pratique, tant que $h_1 - h_3 < 2$ m (environ), le tout-venant de carrière, avec $M_{50} < 0.5$ t par exemple, est un matériau efficace en eau profonde.

Lors de la seconde phase, le régime dénoyé se met en place et il faut utiliser des blocs plus gros. Cette situation peut être aggravée par un fond rocheux lisse sur lequel les blocs déversés glissent et sont déplacés par les courants. Au cours de cette phase, la différence de charge, $h_1 - h_3$, passe à 3-4 mètres et le concepteur doit soit utiliser des blocs relativement petits (jusqu'à 8 t) et accepter de grandes pertes de matériaux, soit utiliser des blocs de très grandes dimensions (20 à 50 t) en enrochement naturel ou bloc béton, sans perte de matériaux. La fermeture est facilitée par l'utilisation de gabions.

Lit fluvial alluvial

Peu de fermetures ont été construites dans des rivières alluviales. Si la couche d'alluvions est mince (jusqu'à 3 m d'épaisseur), les concepteurs ont tendance à la laisser sans protection et à tolérer le phénomène d'affouillement lors de la fermeture. Si elle est nécessaire, la protection du lit se compose habituellement d'une couche de 1 à 2 m d'épaisseur de tout-venant de carrière en sachant que les matériaux les plus petits (c.-à-d. de granulométrie 0-500 kg) seront emportés. Cependant, il est plus économique d'utiliser du tout-venant non trié et d'autoriser les pertes de matériaux plutôt que de trier les matériaux avant placement. Si la fermeture doit être construite dans une rivière large s'écoulant sur un lit alluvial, et s'il n'y a aucun enrochement disponible sur le site ou à proximité, il est éventuellement possible de faire une fermeture avec du sable (comme cela a été abordé dans le cas des fermetures d'estuaires à la Section 7.2.2). On détermine si cette méthode de fermeture est techniquement faisable non seulement à partir de l'étendue de la fermeture à réaliser (c.-à-d. le pourcentage de la section mouillée de la rivière qui a été fermée), mais aussi à l'aide des vitesses des courants, de la capacité des dragues et de la taille médiane du sable, D_{50} .

7.3.5.2 Batardeaux

Bien qu'il semble logique d'intégrer les remblais de fermeture dans le profil des principaux batardeaux, cette solution n'est pas toujours optimale.

L'objectif d'un batardeau est essentiellement le même que celui d'un barrage-réservoir ou d'un barrage estuarien, c'est-à-dire de retenir l'eau. Il existe néanmoins plusieurs différences fondamentales :

- la construction s'effectue sur une durée plus courte et pendant une saison donnée ;
- le risque de franchissement est plus important ;
- la construction ou l'exploitation se font avec un écoulement rapide.

Les réglementations qui régissent la construction des batardeaux sont généralement moins strictes que celles qui sont appliquées aux barrages permanents puisqu'il s'agit d'ouvrages provisoires. Ainsi, des tassements et les infiltrations plus importants peuvent être tolérés dans le cas des batardeaux.

Un batardeau peut être constitué de tout matériau adapté. Toutefois, dans le contexte du présent guide, l'analyse se limitera à l'utilisation de l'enrochement.

Les batardeaux sont généralement construits dans des délais courts et partiellement sous l'eau. Il n'est donc pas possible de procéder à un dimensionnement similaire à celui d'un barrage de fermeture en enrochement permanent intégrant un noyau d'argile bien compactée ou une membrane d'étanchéité à l'amont. La fermeture de rivière en enrochement doit être associée à une section en amont, placée après la fermeture, constituée d'un noyau en argile et/ou d'un rideau de palplanches dans un corps de sable.

Si les barrages en enrochement sont conçus pour être franchis, les aspects suivants doivent être pris en considération :

- le franchissement doit de préférence se produire dans la partie centrale, loin des berges vulnérables ;
- les corps flottants peuvent endommager la crête ainsi que le talus aval ;
- la crête et le talus aval doivent être protégés par un enrochement sélectionné, des gabions, des blocs de béton préfabriqués, un revêtement de béton ou des enrochements renforcés.

Enrochement et blocs de béton

De nombreuses formules (voir les Sections 5.1.2.3 et 5.2.3.5) permettent de sélectionner et de dimensionner une protection en enrochement pour la crête et le talus aval. Toutefois, aucune formule ne peut représenter avec précision les effets combinés de la turbulence locale, de l'entraînement d'air et du tassement des blocs, bien que les formules empiriques, présentées à la Section 5.2.3.5, puissent donner des résultats satisfaisants et doivent être utilisées. Sur les talus raides et plutôt longs, de 10 m de haut par exemple, avec cot $\alpha = 1.3$, les faibles débits spécifiques (p. ex. jusqu'à $q = 1 \text{ m}^3/\text{s}$ par m) doivent être autorisés si l'on utilise de l'enrochement ou des blocs de béton de grande taille. Cependant, les résultats ne sont pas toujours suffisants, auquel cas il est plus efficace de bâtir un talus moins raide, avec par exemple cot $\alpha = 2$ à 3. Il s'agit d'une solution économique en cas de faible charge. À Cabora Bassa, la différence de charge n'était que de 3 à 4 m, ce qui a donné des débits $q = 50$ et $74 \text{ m}^3/\text{s}$ par m de largeur au-dessus des batardeaux à l'amont et à l'aval, respectivement (voir la Figure 7.22).

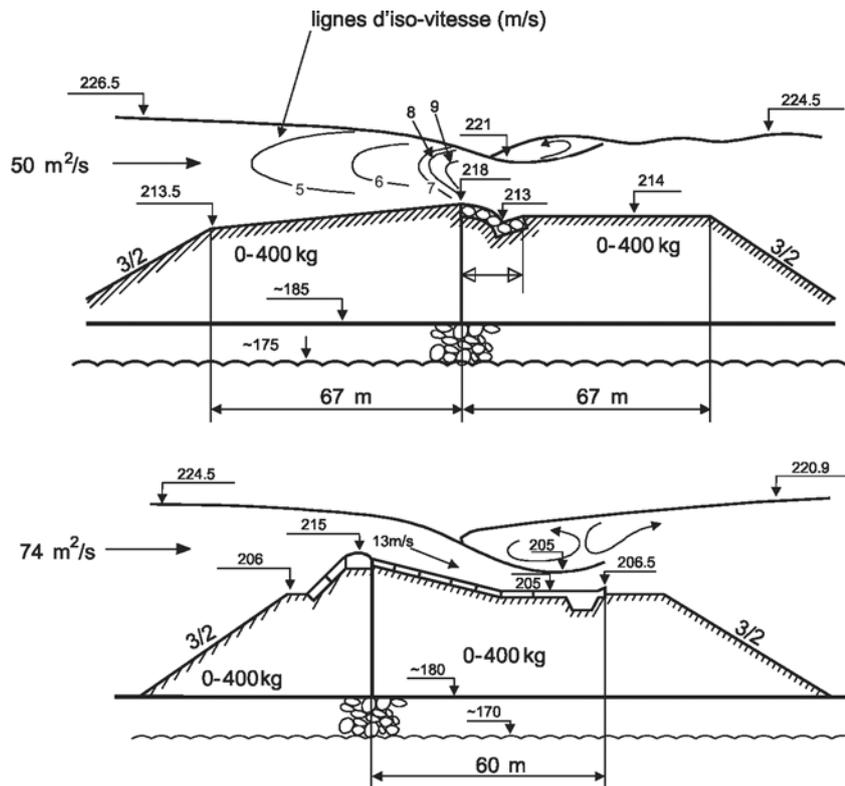


Figure 7.22 Coupe des batardeaux amont (haut) et aval (bas) à Cabora Bassa, au Mozambique

Enrochement renforcé

L'enrochement renforcé est une utilisation particulière qui peut être appliquée au talus aval d'un barrage. L'enrochement est recouvert par un treillis en acier, lui-même ancré à l'ouvrage par barres d'ancrage (voir la Figure 7.23).

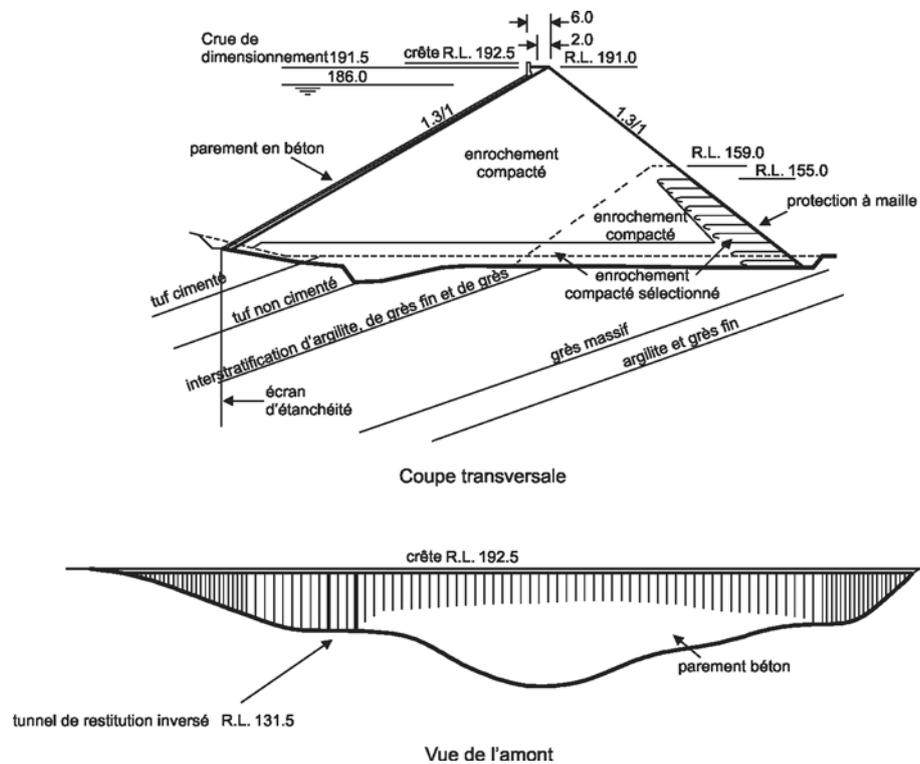


Figure 7.23 Treillis de protection de l'enrochement d'un batardeau, par la suite intégré dans le barrage principal (R.L. : niveau de référence local, dimension en m)

Le calcul de la taille du treillis et des barres d'ancrage requis est un exercice difficile. En Australie, des règles empiriques ont été mises au point à partir d'essais réalisés sur 22 ouvrages franchis. Dans la plupart des cas, on a opté pour un talus raide (cot $\alpha = 1.5$ à 1.3) avec environ 50 kg/m^2 d'acier (voir également Stephenson, 1979 et CIGB, 1986).

Des débits spécifiques de $q = 10$ à $15 \text{ m}^3/\text{s}$ sont possibles pour des différences de charges globales allant jusqu'à 20 m et des profondeurs d'écoulement allant jusqu'à 3 m . Ceci implique également que des débits spécifiques plus élevés sont possibles pour des charges plus faibles et que des débits spécifiques moins élevés sont possibles pour des charges plus importantes. La rupture peut survenir pour des vitesses de $U = 15 \text{ m/s}$ et, dans le cas de déversements de longue durée, pour $U = 10 \text{ m/s}$.

Les treillis de protection sont utilisés sur les batardeaux pour réduire les coûts et l'ampleur des ouvrages de dérivation, ce qui peut être un facteur important lorsque la saison de travail est brève.

L'un des paramètres qui entre en ligne de compte dans la conception du treillis de protection est le niveau de protection du treillis, qui indique le niveau supérieur sur lequel s'arrête le treillis sur le talus aval du barrage. Ce niveau coïncide avec une crue de période de retour de n ans qui peut encore traverser les ouvrages de dérivation sans franchir le barrage en construction. Si le treillis de protection devait s'arrêter à un niveau inférieur, toute crue excessive par rapport à une crue de période de retour de n ans devrait se répandre sur un talus aval partiellement exposé. Les principaux éléments à prendre en considération lorsque l'on décide du niveau auquel s'arrête le treillis de protection sont les suivants :

- la fiabilité des données hydrologiques ;
- la durée approximative ainsi que la saison pendant laquelle va se dérouler l'élévation du remblai à partir du niveau auquel s'arrête le treillis, et pendant laquelle la probabilité de franchissement de l'ouvrage est très faible ;
- la probabilité de déversement au cours de la construction du barrage se prolongeant au-dessus du niveau du treillis de protection ;
- le coût supplémentaire du treillis de protection ;
- le coût du dommage et du retard en cas de déversement pendant la construction au-dessus du niveau du treillis de protection ;
- la fiabilité des calendriers des travaux pour la construction au-dessus du niveau du treillis de protection pendant la saison sèche.

Pour de plus amples renseignements sur le dimensionnement, les essais sur modèles et les calculs de stabilité de l'enrochement renforcé, se reporter au CIGB (1993a).

7.3.6 Caractéristiques de dimensionnement des fermetures horizontales de rivières

Les méthodes horizontales sont les plus fréquemment utilisées pour les fermetures de rivières. Au cours de la première phase (I) de **régime noyé** (voir la Figure 7.24a), la hauteur d'eau à l'amont, h_1 (m), est importante comparée à la différence de charge, $h_1 - h_3$ (m), et on peut utiliser du tout-venant de carrière – voir la Section 5.2.3.5 pour les règles de dimensionnement. Au cours de la seconde phase (II), la différence de charge devient si grande (jusqu'à 3 ou 4 m), qu'un **régime dénoyé** s'installe (voir la Figure 7.24b). Le matériau relativement léger mis en place au cours de la phase I est désormais insuffisant, et il faut utiliser des éléments beaucoup plus lourds. La relation entre le débit général Q , qui dépend de la hauteur d'eau à l'amont, h_1 , et la hauteur d'eau de contrôle, h_{con} , ou la hauteur d'eau à l'aval, h_3 , la largeur moyenne de la passe, b (m), et les coefficients de débit, μ (-), est donnée par les Équations 5.92 et 5.93 à la Section 5.1.2.3.

L'Encadré 7.3 porte sur les paramètres hydrauliques dans le cas type d'une fermeture horizontale de rivière, ainsi que sur l'évaluation de la taille de l'enrochement nécessaire pour garantir la stabilité du parement du barrage en cours de construction.

Encadré 7.3 Paramètres hydrauliques pour une fermeture de rivière horizontale

Les données utilisées dans cet exemple h_1 , h_3 , Q , et les résultats sont résumés au Tableau 7.3. Les données générales de cet exemple sont (i) un talus de cot $\alpha = 1.25$ et (ii) une densité relative déjaugée des enrochements égale à $\Delta = 1.65$.

Cet exemple illustre la différence entre la première et la seconde phase en ce qui concerne les tailles requises pour les enrochements. Pour obtenir une stabilité conforme à la formule de Pilarczyk (Équation 5.219 et tableau 5.53), les paramètres suivants s'appliquent :

- taille caractéristique des enrochements : D_{n50} pour le rip-rap et l'enrochement naturel ;
- facteur du profil de vitesse : $k_v = 0.6$ (pour un profil de vitesse partiellement développé – Équation 5.222) ;
- facteur de réduction lié à la pente : $k_{sl} = 1$ (supposé parce que, dans le cas du déversement frontal, $\beta = \phi$, l'angle de repos des enrochements. L'Équation 5.116 ne peut donc pas être utilisée) ;
- coefficient de stabilité : $\phi_{sc} = 1.5$ (bords exposés pendant et après le placement des enrochements) ;
- facteur de turbulence : $k_t^2 = 1.5$ (les enrochements plus gros entraîneront une forte turbulence).

Les résultats sont énumérés au Tableau 7.3 (pour les définitions, se reporter aux Figures 5.23 et 5.24).

Tableau 7.3 Conditions aux limites et réponse hydraulique pour les phases I et II d'une fermeture horizontale

| Paramètres | Notation | Equation | Figure | I | II |
|---|-------------|----------------|--------|------|------|
| Hauteur d'eau à l'amont (m) | h_1 | | 7.24 | 7.0 | 8.0 |
| Hauteur d'eau à l'aval (m) | h_3 | | 7.24 | 6.6 | 5.0 |
| Débit à travers la passe (m^3/s) | Q | | | 450 | 400 |
| Largeur de la passe (au niveau du fond) (m) | b_t | | 5.24 | 15.0 | 5.0 |
| Coefficient de débit (-) | μ | 5.92 | 5.29 | 0.86 | 0.85 |
| Coefficient de largeur de la passe (-) $= b_t / (2h_1 \cot\alpha)$ | p | 5.93 | | | 0.25 |
| Hauteur d'eau de contrôle (m) | h_{con} | 5.93 | | | 6.1 |
| Largeur moyenne de la passe (m) = $b_t / (h_2 \cot\alpha)$ | b | 5.92 | 5.24 | 28.3 | 12.6 |
| Vitesse dans la passe (m/s) | U_g | 5.94 | | 2.4 | 5.2 |
| Paramètre de la contrainte de cisaillement (nombre de Shields) | ψ_{cr} | 5.105 et 5.106 | 5.32 | 0.03 | 0.03 |
| Taille des enrochements (m) | D_{n50} | 5.219 | | 0.27 | 1.26 |
| Masse médiane des enrochements (kg) | M_{50} | 3.6 | | 52 | 5300 |

Note : la phase I est celle durant laquelle le régime est noyé et la Phase II celle durant laquelle le régime est dénoyé (voir la Figure 7.24)

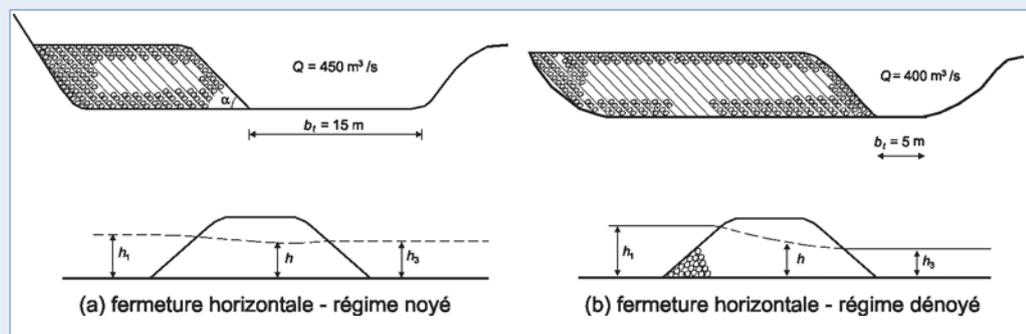


Figure 7.24 Exemple de fermeture horizontale en condition de régime noyé (à gauche) et de régime dénoyé (à droite)

Il faut souligner que la taille des enrochements utilisés dépend de la différence de charge instantanée. Cette charge est généralement inférieure à la charge finale qui s'exerce sur la fermeture étanche achevée puisque, pour le même débit fluvial, la plus grande porosité initiale de la fermeture, de même que les effets 3D de l'écoulement, tendent à diminuer la charge – par exemple de 5 à 10 % - par rapport aux conditions finales.

À cause des coûts de production, de transport et de déversement de très gros blocs d'enrochements ou de béton, la différence de charge globale devrait être répartie sur 2 voire 3 remblais. Ceci est recommandé parce que, dans la plupart des cas, il est nécessaire de construire deux batardeaux parallèles à travers la rivière afin de créer le site de construction souhaité. Ces fermetures multiples sont utilisées pour obtenir des différences de charge finales supérieures à 2 ou 3 m. Si l'on construit deux remblais, la différence de charge pour chaque remblai pourra atteindre 60 % de la charge à l'instant critique pour un remblai unique. Dans les rivières larges, le remblai ne doit être divisé en deux parties que lors de la phase finale de fermeture. Il faut prendre soin de maintenir une distance suffisante, 100 m dans la plupart des cas, entre les deux remblais pour permettre la diminution de la vitesse des courants et de la turbulence. La progression des remblais doit être coordonnée pour éviter une répartition irrégulière de la différence de charge sur les remblais.

7.3.7 Caractéristiques de dimensionnement des fermetures verticales de rivières

Lorsque l'on procède à une fermeture verticale, il est possible de réduire les vitesses maximales des courants en introduisant une géométrie spécifique à chaque phase de construction du barrage. Ces barrages peuvent par exemple être à large crête, à crête mince et à crêtes multiples (voir le Tableau 5.57, qui donne les valeurs de dimensionnement des nombres de stabilité pour ces types de géométries de barrages). Comme le montre la Figure 5.25 de l'Encadré 5.8 (à la Section 5.1.2.3), sur une même section de rivière, une fermeture verticale engendrera toujours des vitesses de courants moins extrêmes que dans le cas d'une fermeture horizontale. La rareté des matériaux lourds de fermeture peut jouer en faveur d'une fermeture verticale, parce que, dans ce cas, une partie de la fermeture peut toujours être construite à l'aide de galets ou de matériaux similaires, voire de sable. Par ailleurs, il est possible de concevoir une fermeture mixte adaptée au stock de matériaux de fermeture disponibles, et aux vitesses maximales de courants observées au cours de certaines phases.

Comme cela a été mentionné précédemment, et illustré pour les fermetures de rivières verticales dans la Figure 5.20 de la Section 5.1.2.3, on distingue quatre régimes d'écoulement typiques :

- phase I : écoulement de type « barrage bas », avec $h_b/(\Delta D_{n50}) \geq 4$, où h_b = hauteur d'eau à l'aval par rapport au niveau de la crête du barrage (m) ;
- phase II : écoulement intermédiaire, avec $-1 < h_b/(\Delta D_{n50}) < 4$;
- phase III : écoulement de type « barrage haut », avec $h_b/(\Delta D_{n50}) < -1$ et $H > 0$, où H = hauteur d'eau à l'amont par rapport au niveau de la crête du barrage (m) ;
- phase IV : écoulement à travers l'ouvrage, avec $H < 0$.

Les quatre phases de la fermeture (I à IV) sont décrites dans l'Encadré 7.4 pour un exemple-type, comparable à l'exemple analysé dans le cas d'une fermeture horizontale (Encadré 7.3 à la Section précédente 7.3.6). Les tailles requises de l'enrochement sont présentées au Tableau 7.5.

Encadré 7.4 Aperçu des différentes phases d'une fermeture verticale

Phases I et II (écoulement de type « barrage bas » et écoulement intermédiaire)

Pour la phase I, les données utilisées dans cet exemple sont les mêmes que pour la phase I de la fermeture horizontale (voir le Tableau 7.3). Les caractéristiques des conditions aux limites et des réponses hydrauliques pour les phases I et II sont présentées au Tableau 7.4, qui contient également les résultats des principaux paramètres de réponse hydraulique (qui, pour les phases I et II, utilisent les mêmes équations dont les numéros sont mentionnés). Les valeurs du coefficient de débit, μ , proviennent du Tableau 5.15 (Section 5.1.2.3). Dans la phase II, $h_b > 2/3 H$, le régime est encore noyé (voir l'Équation 5.82). Les réponses structurelles et les tailles d'enrochement qui en résultent sont analysées à l'Encadré 7.5.

Tableau 7.4 Comparaison des deux premières phases d'une fermeture verticale

| Paramètres | Symbole | | Équation | I | II |
|--------------------------------------|-----------|---------------|--------------|------|------|
| Hauteur d'eau à l'amont (m) | h_1 | | | 7.0 | 7.3 |
| Hauteur d'eau à l'aval (m) | h_3 | | | 6.6 | 6.3 |
| Débit à travers la passe (m^3/s) | Q | | | 450 | 425 |
| Hauteur du seuil/barrage (m) | d | $= h_3 - h_b$ | | 2.95 | 3.9 |
| Largeur de la passe (m) | b | | | 40 | 40 |
| Coefficient de débit (-) | μ | | | 1.1 | 1 |
| Débit spécifique (m^2/s) | q | $= Q/b$ | | 11.3 | 10.6 |
| Différence de charge (m) | $H - h_b$ | $= h_1 - h_3$ | | 0.40 | 1.0 |
| Hauteur d'eau à l'amont (m) | H | $= h_1 - d$ | | 4.04 | 3.4 |
| Hauteur d'eau à l'aval (m) | h_b | | 5.81 à 5.83 | 3.65 | 2.4 |
| Vitesse au niveau de la crête (m/s) | U_0 | | 5.90 et 5.91 | 3.08 | 4.4 |

Phase III (écoulement de type « barrage haut »)

Supposons que le barrage atteigne une hauteur $d = 7$ m, tandis que les hauteurs d'eau à l'amont et à l'aval sont $H = 1$ et $h_b = -1$ m, respectivement. Dans la mesure où l'on a désormais $h_b < 2/3 H$, le régime est dénoyé, par conséquent le débit de franchissement, q_{ov} (m^3/s par m), et la vitesse, U_0 (m/s), sont calculés selon les Équations 5.85 et 5.91, respectivement, tandis que $\mu = 1$ (voir le Tableau 5.15). On trouve alors pour le débit de franchissement par-dessus la crête : $q_{ov} = 1.7$ m^2/s , et pour la vitesse : $U_0 = 2.6$ m/s.

Dans cette situation, outre le déversement, il se produit également un écoulement à travers l'ouvrage. Dans de nombreux cas, l'approche de base de Darcy ($U_v = ki$, où k = perméabilité (m/s)) ne peut pas être appliquée à cause de l'apparition d'un écoulement turbulent. Il convient d'utiliser les équations de Forchheimer (voir les Équations 5.289 à 5.291). Avec les données ci-dessus, le gradient, i (-), peut être obtenu approximativement par $(h_1 - h_3)/L_s$ ou $i \approx 1/4$. Avec une taille d'enrochement de $D_{r50} = 1$ m (voir l'Encadré 7.5), la porosité globale $n_v = 0.4$, la viscosité cinématique de l'eau $\nu_w = 10^{-6}$ m^2/s et les coefficients $\alpha_{For} = 1000$ (-) et $\beta_{For} = 1$ (-), la vitesse à travers les vides peut être déterminée : $U_v = 0.5$ m/s. Si l'on utilise l'expression générale du débit spécifique à travers le barrage, on obtient : $q_{tr} = U_v n_v d$ (m^2/s), ≈ 1.3 m^2/s . Le débit global ($q_{ov} + q_{tr}$) est : $q \approx 3$ m^2/s .

Il est également possible d'utiliser les Équations 5.86 à 5.88 : avec une largeur de crête $B = 5$ m et une hauteur de barrage de $d = 6$ m (d donne également la hauteur d'eau dans le barrage côté aval, voir la Figure 5.22), le débit d'écoulement à travers l'ouvrage, q_{tr} , doit être calculé à l'aide de l'Équation 5.86. Avec $h_1 = 8$ m, $h_3 = 6$ m et $C = 0.5$ (voir le Tableau 5.15) et en prenant pour hypothèse une porosité $n_v = 0.4$ et une taille d'enrochement $D_{r50} = 1$ m (voir ci-dessous), on trouve les valeurs $L = 8.3$ m et $C' = 0.8 \cdot 10^{-3}$ pour la longueur de l'écoulement à travers le barrage et pour le coefficient de résistance, respectivement. En effectuant les remplacements dans l'Équation 5.86, on obtient $q_{tr} = 2.2$ m^2/s , un résultat du même ordre qu'avec la première méthode. Cette valeur est plus élevée parce que le talus est très raide. Au final, $q = 4$ m^2/s .

On peut enfin également utiliser l'Équation 5.76 (Martins et Escarameia, 1989) avec $C_u = D_{60}/D_{10}$ que l'on suppose égal à 1.5 (-), et un indice des vides $e = 0.67$, la vitesse est $U_v = 0.9$ m/s. Ceci donne un débit d'écoulement à travers l'ouvrage $q_{tr} \approx 2$ m^2/s . Cette méthode donne également des valeurs plus élevées que la première, mais du même ordre de grandeur.

Phase IV (écoulement à travers l'ouvrage, uniquement)

Dans cette situation $d = 9$ m, $H = -0.7$ m et $h_b = -3.3$ m et, dès lors, $h_1 = 8.3$ m et $h_3 = 5.7$ m. Parce que les valeurs de h_1 et h_3 ont changé, le gradient, i , a augmenté pour atteindre environ $i = 1/3$. Il en résulte que la vitesse, U_v , et le débit, q_{tr} , augmentent légèrement : $U_v = 0.6$ m/s et $q_{tr} \approx 1.8$ m^2/s .

Encadré 7.5 Calcul de la taille des enrochements utilisés pour une fermeture de rivière

La Section 5.2.3.5 donne des recommandations pour déterminer la taille des enrochements. Plutôt que d'utiliser l'Équation 5.219 (dont l'utilisation a été démontrée pour une fermeture horizontale), le présent encadré explique l'utilisation des Figures 5.97 à 5.102 (à la Section 5.2.3.5) pour les quatre régimes d'écoulement. Les paramètres d'entrée pour les calculs sont définis à l'Encadré 7.4.

Écoulement de type « barrage bas »

Dans cette situation de phase I, la Figure 5.99 peut être appliquée, parce que dans ce cas $H - h_b = 0.4$ m, $\Delta = 1.65$ et la crête est large. Selon le Tableau 5.57, la différence relative de charge $(H - h_b)/(\Delta D_{r50})$ doit se situer entre 1.5 et 2, ou $D_{r50} > 0.16$ m (à noter que le critère pour un écoulement de barrage peu élevé, $h/(\Delta D_{r50}) > 4$ est satisfait puisque $h/(\Delta D_{r50}) = 13.8$).

Écoulement intermédiaire

Il s'agit de la situation de phase II pour laquelle les Figures 5.97 et 5.98 peuvent toutes deux être appliquées. Figure 5.97 : $D_{r50} = 1$ m satisfait le critère parce que $h/(\Delta D_{r50}) = 1.5$ m, et $H/(\Delta D_{r50}) = 2.1$; ensemble, ils définissent un point $(x, y) = (1.5; 2.1)$ juste à droite de la courbe qui garantit la stabilité. Figure 5.98 : pour les mêmes valeurs de D_{r50} et de $h/(\Delta D_{r50})$ mais à présent pour le débit adimensionnel, la valeur est $q/\sqrt{g(\Delta D_{r50})^3} = 1.6$, donc dans ce graphique, le point $(x, y) = (1.5; 1.6)$ est situé du côté stable (droit) de la courbe.

Écoulement de type « barrage haut »

En gardant à l'esprit la complexité de la situation décrite à la Section 5.2.3.5, on peut utiliser la Figure 5.100 pour ce type d'écoulement. En prenant l'estimation moyenne pour q_{ff} (Encadré 7.4) et le débit global correspondant $q = 4$ m²/s, avec les mêmes enrochements que ci-dessus, $h/(\Delta D_{r50}) = -0.6$ et $q/\sqrt{g(\Delta D_{r50})^3} = 0.6$.

Avec $D_{r50} = 1$ m à nouveau, ceci définit un point $(x, y) = (-0.6; 0.6)$ dans la courbe qui est encore en zone de stabilité. (Noter que si jamais elle se produit, une valeur extrêmement élevée de l'écoulement à travers le barrage $q_{ff} = 7$ à 8 m²/s (voir l'Encadré 7.4), serait proche de la condition critique). Toutefois, un barrage où $d = 7$ m ne représente pas la situation la plus critique. La situation critique se produit au moment de la transition entre le régime noyé et le régime dénoyé, c'est-à-dire lorsque $h_b = 2/3H$. C'est ce qui se produira pour $d = 4$ m, $H = 3.3$ m et $h_b = 2.2$ m. Si l'on utilise les Équations 5.91 et 5.89 de la Section 5.1.2.3, le débit et la vitesse correspondants sont $q = 11.3$ m²/s et $U_0 = 4.7$ m/s; la stabilité est garantie parce que ces valeurs ne dépassent pas largement celles qui ont été trouvées pour la phase II.

Écoulement à travers l'ouvrage

Pour le $q_{ff} = 2.2$ m²/s ci-dessus, de nouveau avec $D_{r50} = 1$ m, $q/\sqrt{g(\Delta D_{r50})^3} = 0.3$, mais à présent avec $h/(\Delta D_{r50}) = 3.5$, $h/(\Delta D_{r50}) = -2$ et $H/(\Delta D_{r50}) = -0.4$. Si l'on utilise la Figure 5.101, le point $(x, y) = (3.5; 0.3)$ reste en deçà de la condition critique. Là encore, si l'on considère d'éventuelles valeurs de q_{ff} plus élevées, q_{ff} serait encore (tout juste) une condition stable. On effectue une vérification supplémentaire en utilisant le critère en H de la Figure 5.102 : le point $(x, y) = (-2; -0.4)$ confirme clairement que la taille d'enrochement sélectionnée est stable.

Choix de la blocométrie

Pour choisir la blocométrie appropriée, en particulier la gradation, voir la Section 3.4.3.

7.3.8 Prise en compte de la construction dans la conception

On préfère la méthode verticale dans le cas des fermetures de rivières et d'estuaires. Toutefois, pour les fermetures de rivières, les avantages par rapport à la méthode horizontale sont moins évidents que pour les fermetures d'estuaires, en particulier s'il y a également une dérivation. Dans le cas des fermetures de rivières, on utilise rarement des équipements flottants à cause de la faible profondeur d'eau. On peut envisager des fermetures effectuées à l'aide de chariots-treuil, en particulier lorsque la rivière se trouve entre deux montagnes.

7.4 BARRAGES-RÉSEROIRS**7.4.1 Fonctions des réservoirs**

Les réservoirs sont conçus pour stocker de l'eau et pour l'évacuer ensuite de manière contrôlée. Cette évacuation contrôlée s'appuie sur une régulation du débit, de la hauteur d'eau, ou des deux. La prévention des crues par *amortissement* de la hauteur des ondes de crue lorsqu'elles débordent du réservoir, ainsi que la **gestion des eaux**, sont des exemples-types de **contrôle du débit** :

- le **contrôle du niveau de l'eau** (ou **contrôle de la hauteur d'eau**) est nécessaire pour la **navigation** et les **activités de loisirs**;
- la **production d'énergie hydroélectrique** et l'**irrigation** nécessitent une combinaison des deux types de contrôles.

Lorsque l'on construit un réservoir pour plusieurs des raisons ci-dessus, on le qualifie de réservoir polyvalent. Le bon fonctionnement du réservoir est crucial pour assurer l'efficacité du contrôle de l'évacuation de l'eau. Il y a souvent des conflits d'intérêt en ce qui concerne l'évacuation de l'eau et l'opérateur du réservoir doit déterminer quel est l'équilibre optimal. Par exemple, pour l'agriculture, il est souhaitable que le réservoir soit plein au début de la saison d'irrigation tandis que, pour la prévention des crues, il est important que le réservoir soit partiellement vide pendant les périodes où les risques de crues sont importants. Si la principale fonction du barrage est la production d'énergie hydroélectrique, la solution optimale est de maintenir le niveau de l'eau aussi haut que possible.

7.4.2 Ébauche et planification d'un projet de barrage-réservoir

Un réservoir est généralement construit sur les biefs supérieurs ou intermédiaires d'une rivière, de préférence, en fermant une vallée fluviale à l'aide d'un barrage. L'**emplacement** (lieu d'implantation) du barrage-réservoir est déterminé par la topographie, l'hydrologie, la sédimentologie et la géologie du site. La **topographie** est favorable lorsqu'il est possible d'utiliser les pentes naturelles de la vallée de la rivière pour le contour du barrage avec une longueur de barrage minimale. La topographie détermine également la capacité du réservoir grâce à une courbe niveau-capacité et sa vulnérabilité face aux pertes par évaporation grâce à une courbe niveau-surface. L'**hydrologie** détermine la quantité d'eau qui peut être stockée dans le réservoir. La **sédimentologie** doit donner la charge sédimentaire ainsi que sa composition, et indiquer si des sédiments vont se déposer dans le réservoir ou non. Enfin, la **géologie** doit indiquer quels sont les types de fondations possibles pour le barrage-réservoir et quels sont les matériaux de construction disponibles.

En plus des considérations ci-dessus, les dimensions du réservoir sont également déterminées par son exploitation.

La connaissance de ces cinq disciplines (topographie, hydrologie, exploitation du réservoir, sédimentologie et géologie) ainsi que des exigences de contrôle du débit et/ou du niveau de l'eau, devraient permettre au concepteur d'ébaucher et de planifier un projet de barrage-réservoir. Il va sans dire que d'autres éléments, tels que les coûts et les bénéfices, l'impact du projet sur l'environnement et les considérations socio-économiques jouent également un rôle dans la détermination de la faisabilité du projet, du choix de l'emplacement et des dimensions du barrage-réservoir (voir le Chapitre 2).

7.4.3 Types de barrages et matériaux de construction utilisés

Dans certains pays, tels que l'Inde et la Chine, les barrages sont souvent construits avec des moellons ou de la maçonnerie en moellons. Dans la plupart des autres pays, les barrages-réservoirs sont en béton, en terre, en enrochement ou avec un mélange des trois. Les différents types de barrages en béton sont en dehors du champ du présent guide, bien qu'ils puissent tenir lieu d'ouvrages de régulation.

La majorité des barrages-réservoirs sont soit en terre soit en enrochement, bien que d'autres matériaux tels que l'acier, le bitume, le géotextile et le béton puissent jouer un rôle important dans des structures intégrées dans ces barrages ou dans les travaux de protection des talus. La Figure 7.25 présente les différents types de barrages en enrochement. Des informations supplémentaires sont disponibles dans les travaux de Degoutte (2002) et dans plusieurs Bulletins du CIGB.

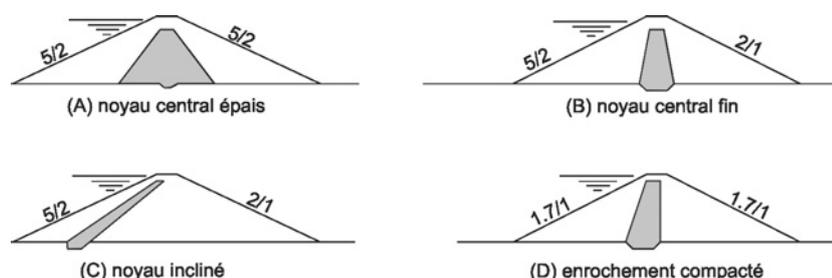


Figure 7.25
Différents types de barrages en enrochement

Dans de nombreux cas, on utilise des combinaisons de ces différents matériaux, comme pour le barrage d'Imha sur la rivière Banbyeoncheon, en Corée du Sud (1984-1993) (voir également la Figure 7.26).

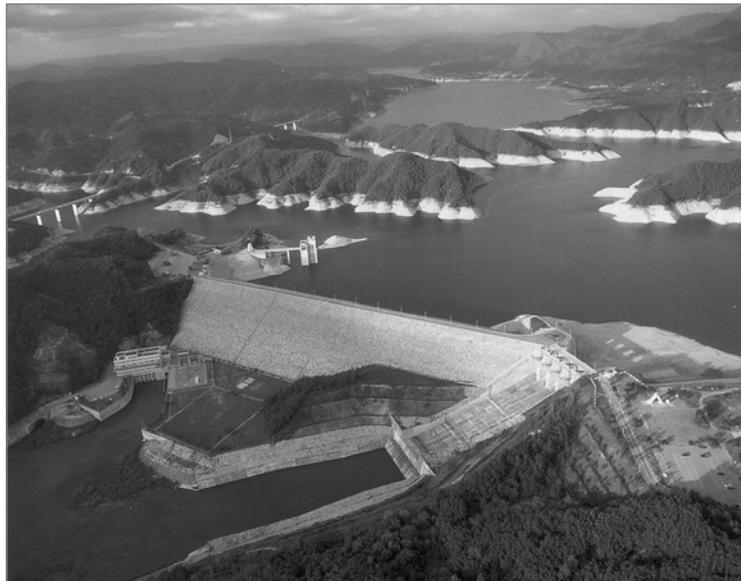
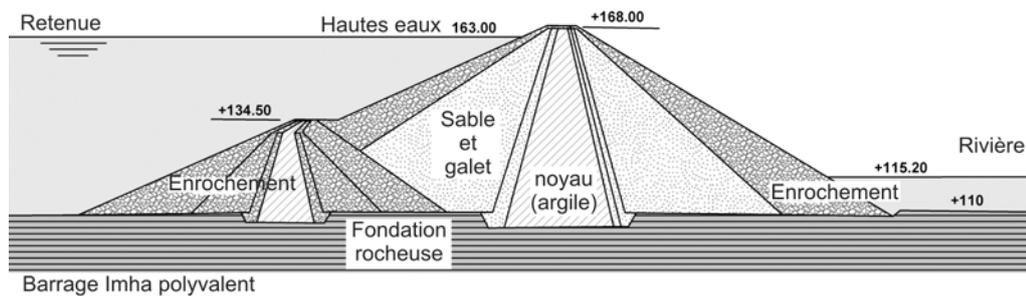


Figure 7.26 Barrage d'Imha en Corée du Sud (source : KOWACO)

7.4.4 Barrages en terre

Les barrages en terre peuvent être homogènes, zonés ou homogènes avec un noyau relativement fin. Ce chapitre ne couvre que l'utilisation d'enrochements dans les barrages en terre. Ces enrochements sont placés :

- sur le talus amont, avec un filtre sous-jacent, pour servir de protection contre l'attaque des vagues et des courants (près des déversoirs et des ouvrages de vidange) ;
- sur le talus aval, avec un filtre sous-jacent, pour servir de protection contre le ruissellement des eaux de pluie ;
- dans les filtres des drains près du pied aval du barrage.

En ce qui concerne le dimensionnement des couches d'enrochement de protection, on pourra se reporter aux Sections 5.2.2 et 5.2.3 (selon le type d'actions). Dans certains cas, il est possible d'associer la protection du talus aval avec une *membrane* étanche, généralement appelée *parement*, qui fonctionne comme le *noyau* du barrage.

Avant de dimensionner les couches d'enrochement, le concepteur doit déterminer l'étendue et l'ampleur des actions hydrauliques. Du fait des variations climatiques saisonnières telles que celles de la vitesse et de la direction du vent, de l'exploitation du réservoir, du fonctionnement des déversoirs et des centrales hydroélectriques, ces actions hydrauliques peuvent varier considérablement sur l'année et d'un endroit à un autre. Il faut également tenir compte des effets 3D. Pour l'analyse de la réponse géotechnique aux actions hydrauliques (et autres), on pourra se référer aux Sections 5.4.3 et 5.4.5.

Les barrages-réservoirs présentent un certain nombre de différences significatives par rapport aux ouvrages côtiers. Lorsque l'on conçoit un barrage de ce type, il n'y a pas de « climats de houle » et on ne dispose d'aucune donnée de base, pour la simple raison que le réservoir n'a pas encore été construit ! La seule option est de calculer les hauteurs de vagues à partir des vitesses des vents (voir Section 4.2.1). Le site est souvent situé dans une zone reculée ; des projets de ce type ont par exemple été entrepris au nord des Montagnes rocheuses, au Canada, ou au milieu du désert argentin, où l'on ne dispose que de peu de données de base concernant les vents. Dans les zones montagneuses, les vitesses du vent peuvent changer entièrement en l'espace de quelques kilomètres, simplement du fait de l'influence des montagnes sur les structures du vent. Pour ce qui est des barrages en enrochement, la variation du niveau de l'eau peut être très importante, jusqu'à 20 à 30 m et elle est souvent bien connue tout au long de l'année. Les barrages en enrochement peuvent être très hauts, jusqu'à 200 m par exemple (barrage WAC Bennet, au Canada), ce qui nécessite une grande quantité de protection de talus pour faire face à l'attaque des vagues. Dans le cas du barrage WAC Bennet, il s'agit d'un talus de pente 2/1 et le niveau d'eau varie de 30 m, ce qui donne une longueur protégée de talus contre l'attaque des vagues d'environ 80 m.

Lors du dimensionnement d'une couche de protection en rip-rap sur le talus d'un barrage, il faut tenir compte du facteur humain, comme l'illustrent les exemples ci-dessous :

1. La population locale peut être fortement intéressée par des blocs d'enrochement libres. Il est possible de sécuriser la protection du talus contre le vandalisme en liant les matériaux ou en utilisant des blocs de béton. Dans certaines zones reculées, les quantités d'enrochements disponibles peuvent être insuffisantes. L'utilisation de blocs de béton ou d'enrochements de dimensions supérieures en provenance d'autres lieux risque d'accroître le coût du barrage de manière significative. Dans les zones reculées, le vandalisme est moins susceptible de poser un problème.
2. Pour les réservoirs destinés à des activités de loisirs, il faut faire une distinction claire entre le barrage et la protection du talus autour du réservoir. Une protection de talus en rip-rap autour du réservoir peut rendre l'accès difficile pour les utilisateurs du site. Le concepteur devra décider si le talus du barrage doit être accessible ou non au grand public (voir la Section 2.6). Il doit également clairement décider si la crête peut être accessible au grand public avec, par exemple, la présence éventuelle d'une route à cet endroit. S'il y a une voie publique, il peut être difficile d'empêcher l'accès du public aux talus du barrage.

Pour plus de renseignements, on pourra se reporter à la documentation du CIGB (1993b).

7.4.5 Barrages en enrochement

Les barrages doivent être construits en enrochement lorsqu'il n'y a pas assez de terre disponible ou que sa qualité est insuffisante. Les talus des barrages en enrochement peuvent être très raides ($H/V = 1.5/1$ à $1.75/1$) et le barrage doit être conçu pour supporter la surverse, c'est-à-dire pour fonctionner comme un déversoir. Un barrage en enrochement ayant pour fonction de retenir l'eau doit comporter un large noyau en argile ou une fine membrane sur le côté amont. Une membrane peut également être placée à l'intérieur du barrage. Elle peut être constituée de béton, de bitume, d'acier ou de géosynthétiques. Lorsque l'on utilise du béton, du bitume ou de l'acier sur le talus, cette couche est appelée *parement*.

On utilise normalement un enrochement de granulométrie étalée et avec une grande proportion de particules fines dans le barrage, qui doit satisfaire aux exigences en matière de stabilité géotechnique (voir la Section 5.4.3).

Il est intéressant d'utiliser de l'enrochement dans les cas d'écoulements par-dessus, à côté ou à travers le barrage. Ce type de barrage doit être constitué de gros enrochement non standard de blocométrie étalée (gradation élevée), avec peu de particules fines. La Section 9.7 analyse les caractéristiques du dimensionnement et des aspects de la construction liés aux blocs d'enrochements utilisés sur les talus et les crêtes de barrages soumis à des actions hydrauliques diverses :

- **talus amont** : attaque des vagues et des courants, voir les Sections 5.1, 5.1.2.3 et 5.2.2.2 ;
- **crête et talus aval** : franchissement par les vagues, voir les Sections 5.1.1.3 et 5.2.2.11.

En ce qui concerne la surverse dans le cadre du fonctionnement des déversoirs, les commentaires faits à la Section 7.2.3 sur la relation entre la pente du talus aval et la taille de l'enrochement naturel ou des blocs béton, sont également valables dans le cas présent. Une combinaison d'écoulement à travers le barrage et de déversement est pire qu'un déversement seul. Dans un barrage en enrochement servant de déversoir, un écoulement à travers l'ouvrage n'entre pas par le talus amont (comme dans le cas d'une fermeture de rivière en construction, voir la Section 7.2.3), mais peut entrer dans le noyau par la crête immergée de la section de déversement, à moins que des mesures spécifiques ne soient prises. Ceci vaut également pour un barrage fluvial ou un barrage de dérivation.

Il faut également prendre en compte la fréquence du déversement, ainsi que sa durée. Dans certains cas (Escarameia, 1998), des déversoirs renforcés enherbés peuvent satisfaire aux exigences. Les taux de franchissement acceptables pour les barrages de retenue sont par définition nettement inférieurs à ceux des digues. En cas de rupture du talus interne d'une digue à cause du franchissement, la digue elle-même doit être réparée, mais les coûts induits sont limités et il n'y a généralement à déplorer aucune perte humaine. La rupture du talus interne d'un barrage a quant à elle des conséquences catastrophiques: une onde de rupture s'engouffrera dans le thalweg et occasionnera des dommages importants, voire des victimes.

La Section 7.2.3 donne des informations sur l'enrochement renforcé parfois utilisé pour le renforcement lors de franchissement des batardeaux. Les principales différences sont expliquées ci-dessous.

La plupart des barrages en enrochement sont construits au sec et, bien que les batardeaux puissent être intégrés au profil final du barrage (voir la Figure 7.29), ce type de barrages en enrochement aura normalement un talus aval raide ($H/V = 1.8/1$ à $1.3/1$). Dans le cas des barrages élevés, c'est-à-dire dont la hauteur dépasse 10 m, les concepteurs ne doivent pas s'écarter de ce principe à cause des coûts plus élevés que cela induit. Ceci entraîne automatiquement la nécessité d'utiliser de l'enrochement **lié** sur le talus aval des barrages en enrochement soumis à un déversement.

La rupture progressive à l'aval du treillis de protection doit être évitée grâce à des ancrages adéquats (ancrages coudés, ancrages fixés à des goujons scellés dans l'enrochement ou ancrages inclinés).

Les barrages-réservoirs doivent avoir une durée de vie de projet allant jusqu'à 100 ans, alors que les batardeaux sont généralement obsolètes après 3 à 10 ans seulement. La longue durée de vie des barrages-réservoirs peut entraîner une corrosion partielle ou totale du treillis et des barres d'ancrage pendant la durée de vie de projet, à moins que des mesures adéquates ne soient prises, telles que :

- l'utilisation de treillis et de barres d'ancrage de grand diamètre ;
- l'utilisation d'acier spécial anti-corrosif.

Pour plus d'informations, on pourra se référer aux travaux du CIGB (1993a)

7.5 BARRAGES À VANNES, SEUILS, BARRAGES FLUVIAUX ET BARRAGES DE DÉRIVATION

7.5.1 Généralités

La Section 7.1.1 contient les définitions générales des barrages à vannes, des seuils, des barrages fluviaux et des barrages de dérivation. Tous ces ouvrages ont des points communs :

- ils sont tous conçus soit pour un écoulement traversant soit pour un déversement ;
- l'écoulement traversant ou le déversement est observé de manière permanente ou quasi-permanente ;

- il s'agit en général d'ouvrages peu élevés dont la hauteur ne dépasse pas 10 m;
- ils sont construits dans un seul but.

7.5.2 Barrages à vannes

Ces barrages sont des ouvrages qui ont une fonction de contrôle du débit ou de la hauteur d'eau; ils sont en général maintenus ouverts (voir la Section 7.1.1).

Ces barrages sont fermés par des vannes ou des portes :

- lorsque l'on s'attend à ce que les hauteurs d'eau dépassent un certain niveau (barrages anti-tempêtes);
- lorsque l'intrusion d'eau salée est imminente à cause de faibles débits fluviaux;
- pour lutter contre les marées noires.

Dans la plupart des cas, les barrages de ce type sont construits dans les régions côtières. Parmi les exemples les plus connus, on compte :

- le barrage anti-tempête de l'Eastern Scheldt, Pays-Bas;
- le barrage de la Tamise, Londres, Royaume-Uni;
- le barrage de Saint-Pétersbourg (en construction), Russie;
- le Maeslantkering, Rotterdam, Pays-Bas;
- le barrage de l'estuaire du Nakdong, Corée.

Ces barrages ont tous en commun la présence constante de courants dont la vitesse est élevée (jusqu'à 7 m/s) et d'un lit de rivière ou d'estuaire érodable immédiatement à l'amont et à l'aval de l'ouvrage.

Si, pour une raison quelconque, une ou plusieurs vanne(s) doi(ven)t rester ouverte(s) quand toutes les autres sont fermées, les courants très forts peuvent induire un modèle d'écoulement asymétrique sur la protection du fond à l'aval sur des durées pouvant atteindre 50 heures. Par conséquent, il est indispensable de mettre en place des éléments de protection de fond étendus et permanents à l'amont et à l'aval des barrages. De plus, ces travaux de protection doivent être effectués pendant que l'eau s'écoule. Pour cette raison, on préfère des enrochements à forte densité plutôt que des blocs de béton. Les éléments de protection sont construits comme des couches filtres.

Pour plus d'informations sur le dimensionnement des protections de fond, on se reportera aux sections suivantes :

- Sections 5.2.3.5 et 6.3.1.2: affouillement à l'aval de la zone protégée;
- Sections 5.2.2.10 et 5.4.3.6: dimensionnement du filtre;
- Sections 5.2.3.1 et 5.2.2.5: dimensionnement de la couche supérieure de la protection du fond.

La Figure 7.27 présente les travaux de protection du fond effectués dans l'Eastern Scheldt.

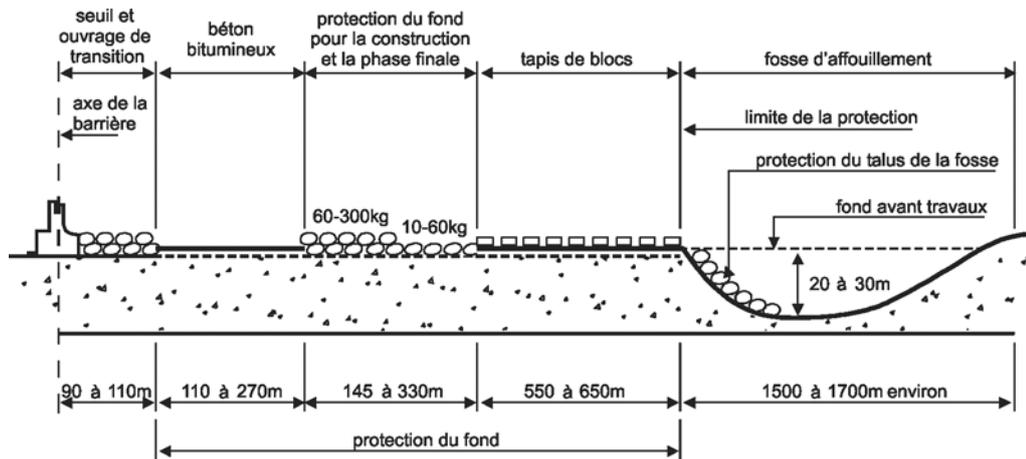


Figure 7.27 Coupe des travaux de protection du fond réalisés pour le barrage anti-tempête de l'Eastern Scheldt, Pays-Bas

7.5.3 Seuils

À la Section 7.1.1, les seuils sont définis comme des barrages peu élevés fréquemment franchis. Ces seuils sont construits pour assurer les fonctions suivantes :

- déversements contrôlés des rivières dans la plaine inondable si l'on souhaite une inondation contrôlée de la plaine d'inondation (p. ex. : la barrière du Danube, en Autriche ; voir la Figure 7.28) ;
- sections de déversement des berges de rivière à l'entrée des réservoirs de rétention des crues ou des chenaux de dérivation des rivières ;
- prévention de l'érosion des lits de rivières ou des torrents de montagne à l'aide de seuils en béton ou de murs de soutènement peu élevés en maçonnerie en moellons ;
- barrages de retenue peu élevés construits sur les voies d'eau des estuaires ou sur des cours d'eau, qui constituent la première étape des barrages anti-marée (p. ex. : barrage de fermeture de Feni, au Bangladesh ; voir la Figure 7.29) ;
- bandes de matelas de protection du fond dans les barrages anti-marée destinées à stopper l'érosion régressive des chenaux de jusant et à tenir lieu de fondations pour les caissons équipés de vannes ; par exemple : la fermeture d'urgence superficielle construite à Schelphoek (Pays-Bas, 1953, voir la Figure 7.30) ;
- crêtes de déversement qui font partie de digues fusibles ou de déversoirs de service/annexes sur les culées des barrages-réservoirs.

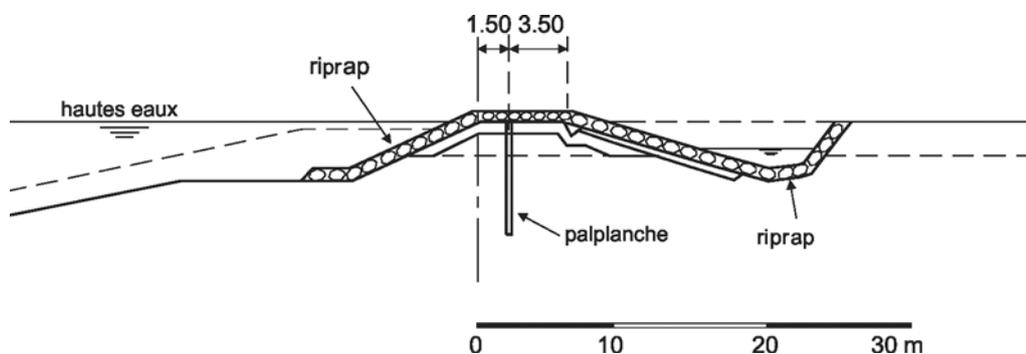


Figure 7.28 Section de déversement sur un remblai de berge à l'amont d'un barrage à vannes construit sur le Danube, en Autriche

Un seuil peut être constitué des éléments suivants :

- un assemblage de filtres comprenant des couches-filtres de granulométries différentes ;
- un matelas de protection du fond constitué de géotextile(s), de fascines et de ballast ;
- un barrage de retenue peu élevé à crête large constitué d'encrochement placé sur un matelas de protection du fond ;
- une dalle de béton ou une dalle en maçonnerie à moellons.

Les actions hydrauliques sont normalement liées aux vitesses des courants.

Les vitesses des courants sont faibles dans le cas d'un seuil construit sur le lit d'une rivière ou du déversement contrôlé d'une rivière dans une plaine inondable. En revanche, elles sont élevées mais sans danger dans le cas d'un torrent de montagne, ou élevées mais très rares dans le cas d'une digue-fusible. Ceci ne laisse à étudier que les seuils intégrés à des barrages anti-marée.



Figure 7.29 *Seuil dans une fermeture d'estuaire construite sur la rivière Feni, au Bangladesh (source : J. van Duivendijk)*



Figure 7.30 *Protection du fond dans la fermeture superficielle de Schelphoek (1953), aux Pays-Bas (source : KLM)*

7.5.4 Barrages fluviaux

Ce barrage est généralement construit sur une rivière avec pour objectif de réguler le niveau de l'eau en amont du barrage. La régulation du niveau de l'eau peut être nécessaire immédiatement à l'amont du barrage pour la production hydroélectrique au fil de l'eau ou pour dévier l'eau vers un système d'irrigation ou vers un chenal d'adduction qui mène à son tour à une centrale hydroélectrique. La régulation du niveau de l'eau peut également être requise dans le but de rendre une rivière navigable en amont du barrage ou en vue d'activités de loisirs. Selon sa fonction, un barrage devra être associé à des écluses de navigation et/ou à une centrale hydroélectrique.

L'étendue (durée, hauteur) du franchissement dépend de l'hydrographie de la rivière (Section 4.3.2), de la longueur du barrage et de l'écoulement dévié pour l'irrigation, la production hydroélectrique ou pour des besoins domestiques.

Ce type de barrage peut être un barrage à crête fixe ou un barrage mobile. Un barrage mobile est composé d'éléments mobiles. En règle générale, un barrage à crête fixe a une hauteur limitée (p. ex. jusqu'à 5 m), mais cela dépend de la différence de charge souhaitée. Un barrage de ce type peut avoir la forme d'un petit barrage-poids en béton ou en maçonnerie en moellons. Il peut néanmoins avoir la même forme qu'un barrage à large crête construit à partir d'enrochement. La façon dont cet enrochement a été placé est cruciale. Si le barrage a été construit au sec et que l'enrochement adéquat est disponible, il est possible de construire un revêtement dit « ouvert », dans lequel les blocs d'enrochement sont imbriqués. Il est également possible d'obtenir cette condition de stabilité à l'aide de gabions compacts ou en utilisant un enrochement renforcé (voir la Section 7.2.3).

Les barrages constitués de rip-rap sont des constructions plus délicates. Dans ce cas, il faut un talus aval à pente douce et de l'enrochement à blocométrie étroite. Ce type de barrages est construit au sec lorsqu'il manque des blocs de forme régulière.

S'il faut construire un barrage dans l'eau, la seule option possible est un barrage peu élevé constitué d'enrochement déversé. Il peut être difficile de fermer un barrage de ce type si l'on ne peut dévier l'eau temporairement ou partiellement. Habituellement, après la construction, ces barrages constitués d'enrochements déversés doivent être reprofilés. Il faut prendre soin d'utiliser de l'enrochement de blocométrie assez étroite, qui sont tous d'un poids minimal donné. Le courant emportera les enrochements les plus petits et les plus gros rouleront au bas de la pente s'ils dépassent trop.

Dans la plupart des cas, un barrage constitué d'enrochement déversé est construit sur des fondations rocheuses. Si le lit de la rivière est composé d'alluvions, il faut soit installer une protection de fond à l'aval du barrage, soit concevoir puis construire sur un site sec un barrage complètement différent.



Figure 7.31 Barrage d'Awuru construit sur le Niger (source : J. van Duivendijk)

La hauteur de la crête du barrage est déterminée par (i) les exigences de régulation du niveau de l'eau et (ii) la partie du débit global qui doit déverser lorsque la rivière est en crue. La Figure 7.31 présente le barrage d'Awuru, construit sur le Niger à des fins de navigation (en aval du barrage de Kainji). Ce barrage a été construit en grande partie grâce à des équipements mécaniques (bulldozers, camions) et a exigé un reprofilage et des réparations considérables une fois achevé, après la première inondation. Ce reprofilage concernait sa hauteur (nécessaire à cause des différences locales de niveaux d'eau à l'amont du barrage, dues à un écoulement asymétrique en direction du barrage) ainsi que le talus aval, qui était trop raide par endroits.

Les travaux de réparation étaient nécessaires à cause du dommage causé par des niveaux de crêtes qui étaient trop bas par endroits ou par des talus aval trop raides, mais également pour compenser les pertes de particules fines résultant de l'écoulement à travers l'ouvrage.



Figure 7.32 Barrage de Bajibo sur le Niger (source: J. van Duivendijk)

Il était intéressant de comparer ce barrage, construit à l'aide d'équipements mécaniques, avec le barrage situé un peu plus en aval, sur les rapides de Bajibo (voir la Figure 7.32), construit exclusivement à la main et qui n'a subi aucun dommage une fois achevé. Dans le premier cas, on a utilisé un rip-rap et dans le second cas des enrochements appareillés.

7.5.5 Barrages de dérivation

La différence entre un barrage de dérivation et un barrage fluvial tel que défini ci-dessus est arbitraire. En règle générale, un barrage de dérivation est plus élevé (jusqu'à 20 m), plus court, parce qu'il est construit dans une vallée étroite ou dans un canyon et il n'a qu'une seule et unique fonction : dévier l'écoulement vers une prise d'eau. Il ne comporte jamais d'éléments mobiles. À l'instar du barrage présenté à la Section 7.5.4, le barrage de dérivation est fréquemment franchi. Par conséquent, s'il est en enrochement, son talus aval ne doit pas être raide. Les remarques précédentes relatives à l'utilisation d'enrochement dans les batardeaux et sur les barrages en enrochement sont aussi valables dans le cas présent.



Figure 7.33 Barrage de dérivation en Chine (face aval) (source : J. van Duivendijk)

Parfois, un barrage de dérivation est construit en maçonnerie en moellons. Dans ce cas, il est possible que la pression de l'eau s'élève à travers des fissures et la possibilité de mise en place de barbacanes dans le parement aval doit être envisagée lors de la phase de dimensionnement. La Figure 7.33 présente un barrage de dérivation en Chine entrant dans le cadre d'un projet d'irrigation.

7.6 MODÉLISATION RELATIVE AU MODÈLE D'ÉCOULEMENT, À L'AFFOUILLEMENT ET À LA PROTECTION DU FOND

Lorsque cela est possible, des modèles physiques et mathématiques doivent être utilisés pour déterminer le modèle d'écoulement, l'affouillement et la taille de l'enrochement dans les éléments de protection du fond à l'amont ou à l'aval des passages de dérivation et des ouvrages de régulation. Il faut souligner, néanmoins, que les résultats de ces modèles en matière d'affouillement et de taille d'enrochement ne sont pas toujours aisément applicables au prototype.

Il existe plusieurs méthodes, généralement empiriques, qui permettent de prédire l'affouillement (Section 5.2.3.5 et Encadré 7.2) et de calculer la stabilité d'un enrochement (Section 5.2.3) en fonction des vitesses des courants qui ont été déterminées dans les modèles (Section 4.3.5) ou par des calculs hydrauliques (Sections 4.3.2 et 5.1.2.3).

Les méthodes d'estimation de l'affouillement ne sont pas analysées dans le présent guide. Il existe de nombreuses références sur ce sujet, telles que le *Scour Manual* (Guide sur l'affouillement) (Hoffmans et Verheij, 1997).

Que l'on construise des modèles réduits pour déterminer l'affouillement de projet ou pour vérifier les prédictions initiales, les ultimes observations pour le dimensionnement de projet et les dernières vérifications au cours de la construction, dépendront de l'ampleur des travaux concernés. Selon la taille de la rivière et les relations d'échelle associées à l'hydraulique du réseau de dérivation et liées à la taille du matériau constitutif du fond et des berges à l'aval de la dérivation, les modèles hydrauliques physiques sont conçus à une échelle non-distordue allant de 1/50 à 1/120.

Le modèle physique présente généralement un fond mobile (érodable). Le modèle doit inclure toute la largeur de la rivière et s'étendre en amont et en aval du site de dérivation, au-delà de la zone d'influence de la dérivation. Comme cela a été mentionné plus tôt, il est également possible d'utiliser un modèle physique pour évaluer la fermeture de la rivière ou étudier l'hydraulique de l'ouvrage de dérivation.

7.7 RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

CIGB (1986). “Maîtrise de la rivière pendant la construction du barrage”. *Bulletin*, no 48a, CIGB, Paris

CIGB (1993a). “Reinforced rockfill and reinforced fill for dams, state of the art (non traduit)”. *Bulletin*, no 89, CIGB, Paris

CIGB (1993b). “Embankment dams, upstream slope protection, review and recommendation (non traduit)”. *Bulletin*, no 91, CIGB, Paris

Degoutte, G (2002). *Small dams, guidelines for design, construction and monitoring/Petits barrages, recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi*. CD Rom, CEMAGREF, Fresnes, France

Escarameia, M (1998). *River and channel revetments*. HR Wallingford, Wallingford

Hoffmans, G J C M et Verheij, H J (1997). *Scour manual*. AA Balkema, Rotterdam

Huis int Veld, J, Stuij, J, Walther, A W et Westen, W van (1984). *The closure of tidal basins*. Delft University Press, Delft

Martins, R et Escarameia, M (1989) “Turbulent seepage flow” [en Portugais], Dans: *Proc 4th Luso-Brazilian symposium on hydraulics and water resources*, Juin 1989, Lisbonne

Stephenson, D (1979). *Rockfill in hydraulic engineering*. Elsevier, Amsterdam

Van Duivendijk, J et Te Slaa, D (1987). “The Feni Closure dam”. *Water Power and Dam Construction*, vol 39, no 1, Janvier, pp 19–24

Yoon, O S (2003). “Historical developments of reclamation works in Korea”. Workshop on Hydro-environmental impacts of large coastal developments. Seoul, Corée